



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**OBTENCIÓN DE CURVAS DE CONFIABILIDAD
ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
REFORZADO DE 15 NIVELES Y TRES CRUJÍAS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

GERARDO RANGEL AGUILAR

ASESORA: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

Julio del 2004



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

DEDICATORIAS

A DIOS POR DARME FE PARA LUCHAR.
A MIS PADRES PUES LO MERECEN TODO DE MÍ.
A SONIA ELDA RUIZ GOMEZ POR SU CONFIANZA.
A TODOS AQUELLOS QUE LUCHAN DÍA A DÍA POR LOGRAR SUS
IDEALES.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Rangel Aguilar
Garardo

FECHA: 8-07-09

FIRMA: [Firma]



Índice**Resumen****Capítulo 1****Planteamiento del Problema**

	Introducción	1
1.1	Planteamiento del Problema	2
1.2	Descripción de la estructura analizada considerando valores nominales en geometría, propiedades mecánicas de los materiales y de las cargas vivas y muertas actuantes	2
1.2.1	Propiedades geométricas	3
1.2.2	Uso, ubicación y clasificación de la estructura	9
1.2.3	Coefficiente sísmico (c)	10
1.2.4	Factor de comportamiento sísmico Q	11
1.2.5	Propiedades mecánicas de los materiales	11
1.2.6	Cargas vivas y muertas	16
1.3	Registros sísmicos utilizados en el análisis	16

Capítulo 2**Consideraciones para el análisis de la estructura**

2.1	Modelación de la estructura para su análisis dinámico	18
2.2	Valores nominales de cargas gravitacionales	21
2.2.1	Cargas muertas	21
2.2.2	Cargas vivas	21





2.3	Valores inciertos y medios de las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas actuantes en el edificio	22
2.3.1	Incertidumbres y valor medio de las cargas vivas actuantes en el edificio	22
2.3.2	Incertidumbres y valor medio de las propiedades mecánicas de los materiales	25
2.3.2.1	Resistencia a compresión del concreto	25
2.3.2.2	Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal	27
2.4	Valores medios de las dimensiones geométricas de los elementos Trabe y columna	30
2.4.1	Trabes	31
2.4.2	Columnas	31
2.5.	Consideraciones e hipótesis utilizadas para el análisis dinámico paso a paso de la estructura	32
2.6	Análisis dinámico de la estructura	32
2.6.1	Ecuación de movimiento	32
2.6.2	Método de análisis dinámico paso a paso	35
2.6.2.1	Método de aceleración constante	36
2.6.3	Descripción del programa Drain 2D, modificado por Campos y Esteva	42

Capítulo 3

	Escalamiento de movimientos sísmicos	44
3.1	Escalamiento de movimientos sísmicos	44
3.2	Curvas de peligro sísmico	45





3.3	Espectros de respuesta para los registros sísmicos utilizados considerando $\mu=1$ y $=5\%$	46
3.4	Obtención de factores de escala	48
3.5	Factores de escala obtenidos	50
3.6	Espectros de respuesta escalados	51

Capítulo 4

	Evaluación de los resultados del análisis de la estructura	52
4.1	Modelo con valores nominales	54
4.1.1	Distorsiones relativas máximas de entrepiso	54
4.1.2	Obtención de la mediana y desviación estándar de las distorsiones	56
4.2	Modelo con valores medios	58
4.2.1	Distorsiones relativas máximas de entrepiso	58
4.2.2	Obtención de la mediana y desviación estándar de las distorsiones	59
4.3	Modelo con valores inciertos	62
4.3.1	Distorsiones relativas máximas de entrepiso	62
4.3.2	Obtención de la mediana y desviación estándar de las distorsiones	63
4.4	Comparación del medianas y desviaciones entre los tres modelos considerados	67





Capítulo 5

	Obtención de Curvas de confiabilidad estructural	69
5.1	Método utilizado para evaluar la confiabilidad estructural	69
5.2	Metodología para obtener las curvas de confiabilidad estructural	72
5.3	Modelo con valores nominales	74
5.4	Modelo con valores medios	78
5.5	Modelo con valores inciertos	81
5.6	Comparación de las curvas de confiabilidad obtenidas para los tres tipos de modelo usados	84
5.6.1	Derivadas de la función de peligro sísmico (FPS)	84
5.6.2	Funciones de vulnerabilidad sísmica (FVS)	85
5.6.3	Productos de la derivadas de la FPS con las FVS para cada nivel de DRME y por cada modelo considerado	88
	Conclusiones y recomendaciones	94
	Referencias y bibliografía	95





Resumen

En este estudio se determinan valores de confiabilidad estructural asociados a distintos niveles de desempeño (los cuales se pueden cuantificar por medio de distintos parámetros tales como distorsión relativa de entrepiso, demandas de ductilidad, distorsión global de azotea, etc.) entre los que figuran los asociados a los estados límite a los que se refiere el **RCDF (2004)** (*estados límite de servicio y de falla*), esto se hace para un edificio de 15 niveles y tres crujiás de concreto reforzado diseñada de acuerdo al reglamento y el cual se encuentra ubicado en terreno blando (zona 3B) del Distrito Federal.

La confiabilidad estructural se cuantifica por medio del parámetro “*distorsión relativa máxima de entrepiso*”, (**DRME**) y se calcula para valores de este parámetro iguales a: 0.002, 0.004, 0.006, 0.012, 0.03 y 0.04, los valores de **DRME** igual a 0.004 y 0.03 corresponden a los estados límite de servicio y falla, respectivamente según las **NTCS (2004) apéndice A**. Se analizan casos en los que la estructura tiene valores nominales, medios e inciertos en las propiedades mecánicas de los materiales que conforman vigas y columnas (estructura modelada como marcos planos) y cargas vivas actuantes en la estructura. Para el cálculo de los valores de la confiabilidad asociada a los valores del parámetro **DRME** se procedió como sigue:

- Se elaboró un modelo de la estructura (edificio de 15 niveles) analizada por medio de marcos planos.
- Se consideraron 10 modelos diferentes a analizar uno que incluyera valores nominales de propiedades mecánicas de los materiales acero y concreto así como de cargas vivas actuantes en la estructura, otro con valores medios, y los restantes con valores inciertos de tales parámetros (la respuesta de los ocho modelos con incertidumbres se promedian para manejar un solo modelo promedio).
- Se obtuvo una curva de peligro sísmico **CPS** que representa la tasa media anual de excedencia de una cierta intensidad (seudo-aceleración) “adecuada” para su utilización en el análisis sísmico de la estructura.
- Se utilizaron registros sísmicos registrados en la estación **SCT** que se ubica en la misma zona de desplante de la estructura. Los registros se corrigieron en línea base y se filtraron para eliminar frecuencias erróneas en los mismos, además los registros fueron recortados para tener en cuenta solo la parte intensa del sismo. Se consideran 14 registros que varían en forma espectral, magnitud y presentan cierta variación en su periodo dominante (para tener en cuenta la incertidumbre en la excitación sísmica).
- Para evaluar el nivel de **DRME** alcanzado por la estructura a distintas intensidades de los sismos, estos se escalaron previamente a distintos periodos de retorno (10, 50, 100, 250, 500, 750 y 1000 años) utilizando para ello un criterio de escalamiento que





considera un porcentaje de amortiguamiento del 5 % una factor de ductilidad de 1y un periodo fundamental de 1.65 s (periodo que corresponde al de la estructura analizada).

- Cada uno de los 10 modelos fue analizado utilizando el programa **Drain 2D** modificado que realiza un análisis sísmico paso a paso de la estructura y que considera la degradación de rigidez y resistencia en los elementos estructurales y que arroja como resultado el parámetro **DRME** asociado a cada uno de los modelos considerados (10), sometidos a cada sismo (14), y por cada uno de los periodos de retorno considerados (7), obteniéndose en total 960 **DRME**.
- A continuación se procedió a un análisis estadístico del los valores de **DRME** obtenidos, los cuales se ordenaron en primer lugar por correspondencia con el modelo al que pertenecen, en segundo lugar por el periodo de retorno del que fueron obtenidos y por último por el sismo del que se obtuvieron.
- Para cada modelo y sus siete periodos de retorno se obtuvieron los valores de mediana y desviación estándar de las **DRME**.
- Con los valores de medianas y desviaciones se obtuvieron curvas de vulnerabilidad sísmica **CVS**, para cada nivel de **DRME** considerado (asociado a un estado límite) por periodo de retorno y por cada uno de los modelos considerado.
- Finalmente se resuelve la expresión planteada por **Cornell (2002)** para la obtención de la confiabilidad estructural del edificio analizado para lo cual se procede como sigue:
 1. Se ajusto una función a la **CPS** y se denota por función de peligro sísmico **FPS**.
 2. Posteriormente se deriva tal expresión.
 3. Se ajustaron funciones para cada una de las **CVS** las cuales se denotan por **FVS**.
 4. Se multiplicaron la derivada de la **FPS** con cada una de las **FVS** (una por cada nivel de **DRME** considerado) correspondientes a cada modelo en cuestión y se integraron tales productos utilizando un método numérico.
 5. Se obtuvo un valor por cada integración, con lo cual se obtienen seis puntos para cada modelo considerado, (uno por cada nivel de **DRME** considerado) uniendo los puntos se obtienen finalmente las curvas de confiabilidad estructural para cada modelo considerado y que miden la tasa anual de excedencia de una cierta **DRME**.
 6. Finalmente se comparan los resultados obtenidos, para los casos estudiados.





Planteamiento del problema

INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico en nuestro país, al igual que en la mayoría de los países del mundo, se ha realizado mediante el método de resistencias (método que se encuentra implícito en el texto principal del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, *RCDF (2004)*). Para ello se utilizan espectros de aceleración de diseño sísmico que se reducen por efecto del comportamiento no lineal que presentan los elementos estructurales y se determinan las solicitaciones a que se verá sujeta una estructura con ciertas características. Posteriormente, se proponen secciones de los elementos para resistir las solicitaciones a las que estarán sometidas, además de verificar que se cumplan ciertas condiciones de detallado del refuerzo para lograr un determinado nivel de ductilidad. Finalmente se verifica que se satisfagan ciertos requisitos de desplazamiento relativo máximo de los entrepisos, si el nivel de desplazamientos sobrepasa un límite establecido se proponen otras secciones de los elementos hasta que se cumpla el nivel de desplazamiento preestablecido. En el proceso anterior se encuentra de forma implícita que tanto las cargas como las resistencias tienen incertidumbres (cubiertas mediante factores de carga y resistencia). Con este procedimiento se diseñan estructuras que presentan una confiabilidad, que no es uniforme para todas las estructuras de cierto tipo, ni para los estados límite a los que se refiere el reglamento (estos son los estados límites de servicio y de falla). Dicha confiabilidad no es uniforme porque durante el proceso de diseño no se establece la condición de que las estructuras de cierto tipo o grupo tengan la misma probabilidad de fallar, cuando se someten a sismos de una intensidad dada.





Una forma de cuantificar la confiabilidad de estructuras de cierto tipo y para los estados límite a los que se refiere el reglamento es resolviendo la expresión planteada por *Cornell* (2002) para evaluar la confiabilidad estructural. El planteamiento de una metodología que sistematice el proceso de solución de tal expresión será de gran ayuda para encontrar la confiabilidad estructural para estructuras de distintos tipos y para distintos estados límite.

1.1 Planteamiento del problema

En esta tesis se plantea evaluar la confiabilidad estructural de una estructura de concreto reforzado diseñada de acuerdo al reglamento para construcciones del Distrito Federal *RCDF* (2004). La evaluación se hace para distintos niveles de distorsión relativa máxima de entrepiso *DRME*, entre los cuales figuran valores iguales a 0.004 y 0.03 , que corresponden a los estados límite de servicio y falla, a los que hace referencia el reglamento. Se consideran alternativamente para el análisis de confiabilidad valores nominales, medios e inciertos en las propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes en la estructura.

Para evaluar la confiabilidad estructural se utiliza la expresión planteada por *Cornell* (2002). Para dar solución a tal expresión es necesario desarrollar una metodología que haga sistemático el proceso de obtención de valores de confiabilidad para distintos niveles de *DRME*, por lo cual se pretende el desarrollo de una metodología que cumpla con tal objetivo.

1.2 Descripción de la estructura analizada considerando valores nominales en su geometría, propiedades mecánicas de los materiales acero y concreto y en las cargas vivas actuantes

La estructura evaluada es un edificio de concreto reforzado de 15 niveles y tres crujeías, la estructuración es a base de marcos que son monolíticos con las losas. El diseño del edificio se realizó utilizando el texto principal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo *NTCS* (2004) del *RCDF* (2004). Y que fue realizado por la firma de Ingeniería *Alonso y Asociados S.A de C.V*, como parte del un proyecto que se lleva a cabo en el *Instituto de Ingeniería de la UNAM* y que tiene como objetivo evaluar la confiabilidad estructural de edificaciones diseñadas con el reglamento.





1.2.1 Propiedades Geométricas

La altura de cada entrepiso del edificio analizado es de 4 m, la distancia a eje de columnas es de 10 m. En las figuras 1.1a, b, c y d se muestran la elevación y planta del edificio a analizar así como las secciones y armados de traveses, columnas y losa resultantes del diseño.

Para la posterior determinación de las relaciones momento-rotación necesarias para modelar el edificio en el programa Drain 2D modificado, se consideran traveses con sección T para un marco interior y con una sección L para un marco exterior (se entiende como un marco exterior a cualquiera de los cuatro marcos que forman el perímetro del edificio y marco interior a cualquiera de los cuatro que se ubican en la parte central del edificio), esto debido a que las traveses son monolíticas con la losa. Las dimensiones de traveses y columnas para un marco interior y uno exterior sin considerar secciones T y L se muestran respectivamente en las tablas 1.1 y 1.2., además en las tablas 1.3 y 1.4 se señalan las dimensiones equivalentes considerando secciones T y L obtenidas atendiendo las recomendaciones de las *NTCC (2004)*. Un esquema descriptivo del significado de las variables que representan las dimensiones mostrados en las tablas 1.3 y 1.4 se da en la figura 1.2.

Tabla 1.1 Secciones nominales de traveses y columnas para un marco interior

Secciones para un Marco Interior (cm)			
Nivel	Dimensiones de traveses sin considerar la losa como monolítica con la trabe (secciones rectangulares)	Columnas Interiores	Columnas Exteriores
1a3	30 x 100	130 x 130	250 x 100
3a6	30 x 100	130 x 130	250 x 100
6a9	30 x 100	130 x 130	250 x 100
9a12	30 x 100	130 x 130	250 x 100
12a15	30 x 100	130 x 130	250 x 100



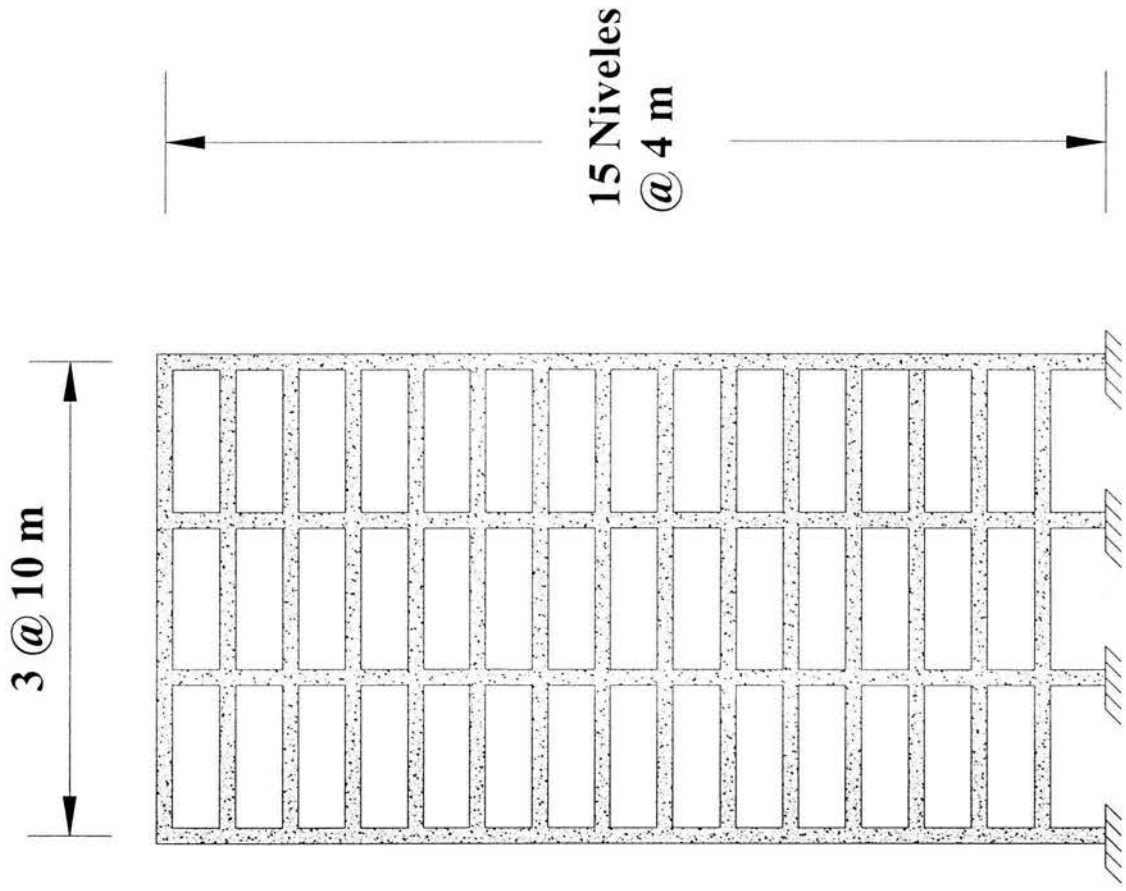


Figura 1.1 a Edificio analizado en elevación.



Tabla 1. 2 Secciones nominales de traves y columnas para un marco exterior

Secciones para un Marco Exterior (cm)			
Nivel	Dimensiones de traves sin considerar la losa como monolítica con la trabe (secciones rectangulares)	Columnas Interiores	Columnas Exteriores
1a3	40 x 160	100 x 250	60 x 250
3a6	40 x 160	100 x 250	60 x 250
6a9	40 x 160	100 x 250	60 x 250
9a12	40 x 160	100 x 250	60 x 250
12a15	40 x 160	100 x 250	60 x 250

Tabla 1.3. Valores nominales de las dimensiones de traves de un marco interior con sección T

Dimensiones de TRABES del Marco Interior (sección T)		
sección	Valores	Niveles
	nominales	
b _w (cm)	30	1 - 15
h (cm)	100	
b (cm)	238	
h _f (cm)	13	

Tabla 1.4. Valores nominales de las dimensiones de traves de un marco exterior con sección L

Dimensiones de TRABES del Marco Exterior (sección L)		
sección	Valores	Niveles
	nominales	
b _w (cm)	40	1 - 15
h (cm)	160	
b (cm)	144	
h _f (cm)	13	



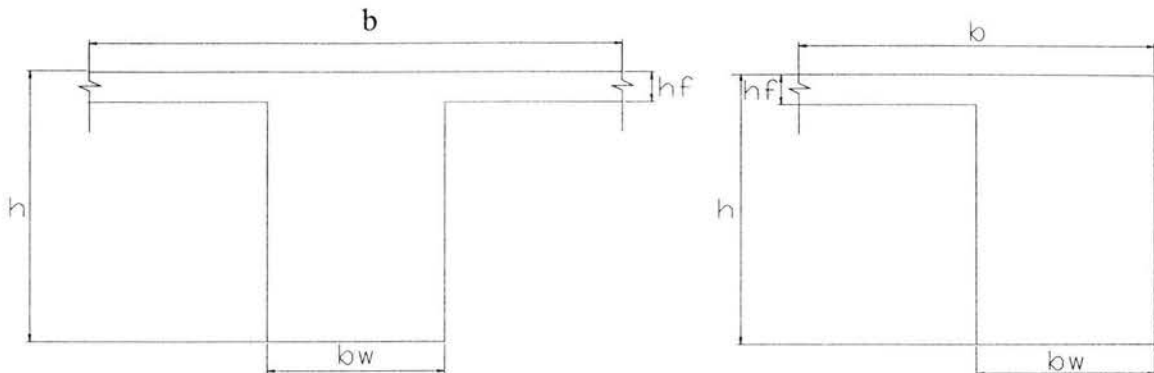


Figura 1.2 Representación esquemática de las variables de dimensionamiento de traveses con sección T y L mostradas en las tablas 3 y 4

1.2.2 Uso, ubicación y clasificación de la estructura

La estructura es un *edificio convencional* con muros desligados, diseñado para uso de oficinas, clasificado como estructura del grupo **B** de acuerdo al *RCDF (2004)*. Se ubica en suelo blando, considerada como Zona **3b** según el *las NTC (2004)*.

En la figura 1.3 se muestra la ubicación de la estructura dentro del mapa de zonificación geotécnica de la ciudad de México.



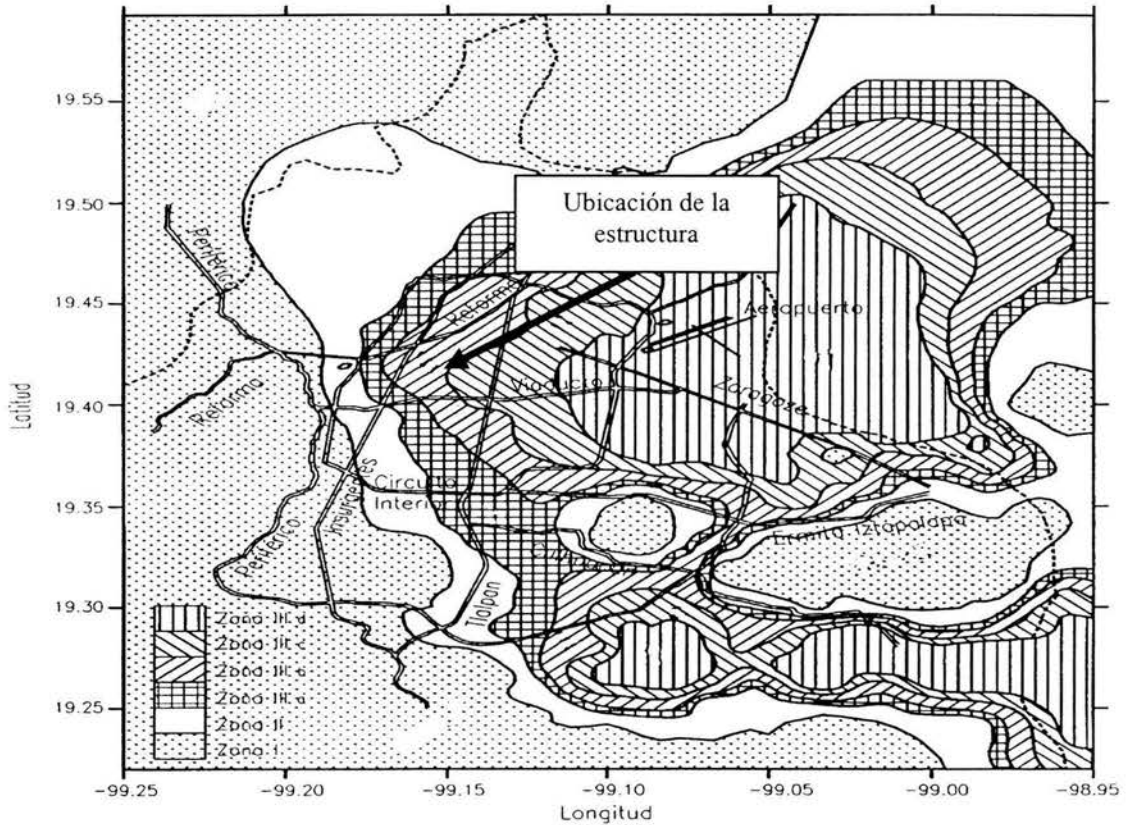


Figura 1.3 Ubicación de la estructura analizada dentro del mapa de zonificación geotécnica de la ciudad de México NTCS (2004)

1.2.3 Coeficiente sísmico (c)

En función de la clasificación y ubicación de la estructura se determina el coeficiente sísmico requerido para el análisis sísmico del edificio para la obtención de las distorsiones máximas de entrepiso que ocurren en la estructura.

En este caso se utilizó un coeficiente sísmico de 0.45 correspondiente a estructuras del grupo B en Zona IIIb, de acuerdo al art. 234 del **RCDF (2004)**. El cortante horizontal que obra en la base de la estructura es:





$$V_o = \frac{c}{Q} W \quad 1.1$$

Donde:

V_o = Cortante basal

c = Coeficiente sísmico expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

W = Peso total de la estructura

Q = Factor de comportamiento sísmico, el cual se explica en la siguiente sección

1.2.4 Factor de comportamiento sísmico Q

Las construcciones en general además de ser clasificadas por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad de disipación de energía por un proceso de deformación inelástica.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos y representa un factor fundamental en el proceso de diseño.

Debido a que la resistencia en todos los entrepisos está dada por marcos de concreto reforzado con losas planas se usó un factor de comportamiento $Q = 3$ de acuerdo a las *NTCS (2004)*.

1.2.5 Propiedades mecánicas de los materiales

A continuación se presentan las propiedades mecánicas de los materiales (el concreto y el acero de refuerzo), así como los modelos de comportamiento mecánico que se usarán para definir las relaciones carga-deformación de los mismos y que servirán para su modelado en el programa Drain 2D modificado.





Concreto

Peso volumétrico del concreto: $\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Resistencia del concreto a la compresión: $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto (clase 1) $E_c = 14,000 * \sqrt{f'_c} = 42,487.113 \text{ kg/m}^2$

Para el modelado del edificio y su posterior análisis sísmico paso a paso será necesario determinar las relaciones momento-rotación de los elementos de concreto reforzado, es por ello que se establecen diagramas de comportamiento esfuerzo-deformación para los materiales. Algunos estudios han mostrado que el confinamiento provisto por el acero lateral aumenta la resistencia y ductilidad de la zona de concreto confinada. Para tener en cuenta ese hecho, se empleó el modelo para concreto confinado de *Kent y Park (1982)*, el cual supone que el corazón de concreto confinado está cubierto por estribos transversales. La gráfica esfuerzo deformación correspondiente a este modelo se muestra en la figura 1.4.

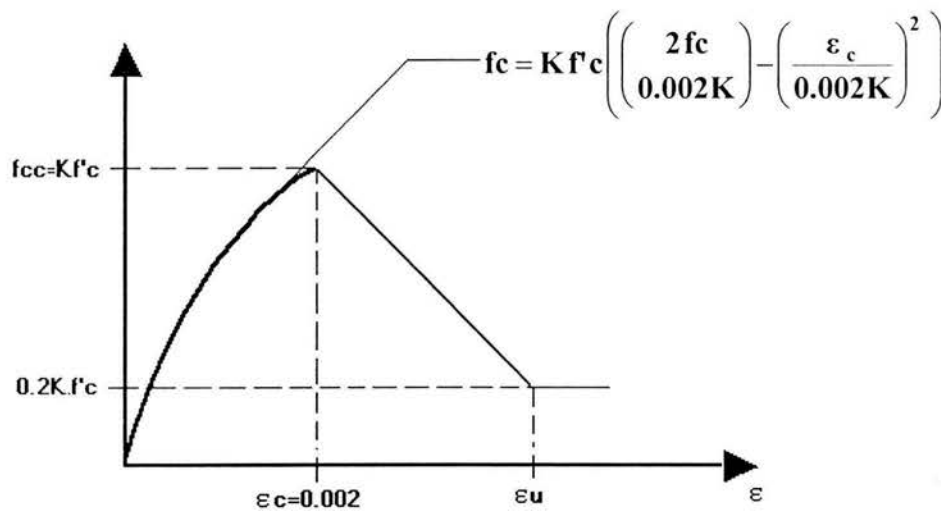


Figura 1.4 Modelo de Kent y Park para concreto confinado

El modelo de *Kent y Park* consiste en un segmento parabólico ascendente y un segmento lineal descendente. El esfuerzo del concreto Kf'_c , se obtiene en la deformación $0.002K$.





K se obtiene de:

$$K = 1 + \rho_s f_{yh} / f'c$$

La relación esfuerzo deformación es:

Para $\epsilon_c < 0.002K$

$$f_c = Kf'c((2\epsilon_c / 0.002K) - (\epsilon_c / 0.002K)^2)$$

Para $\epsilon_c \geq 0.002K$

$$f_c = Kf'c(1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002K))$$

En la que

$$Z_m = \left(\frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.26 f'c}{145 f'c - 100} \right) + \left(\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{sh}} \right) - 0.002 \cdot K} \right)$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión en el concreto

ϵ_c = deformación en el concreto en compresión

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto no confinado

f_{yh} = esfuerzo de fluencia del acero confinante

ρ_s = relación volumétrica del acero lateral al volumen de concreto

sh = separación de centro a centro de los estribos

h' = peralte efectivo confinado





Acero de refuerzo longitudinal

Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero: $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$

La curva *esfuerzo – deformación* de aceros de refuerzo es una herramienta básica para el análisis de la capacidad resistente y de la capacidad de deformación de estructuras de concreto reforzado.

El modelo usado para representar el comportamiento esfuerzo-deformación del acero es el de *Mander (1984)*, modificado para concreto confinado. El modelo se presenta en la figura 1.5

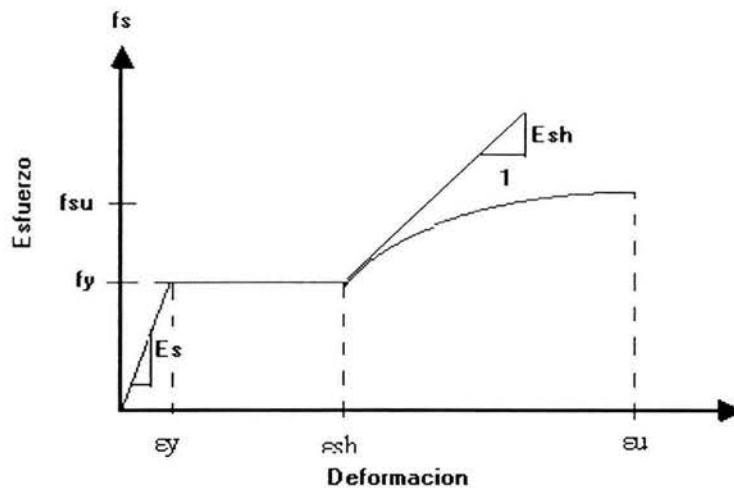


Figura 1.5 Curva esfuerzo-deformación para el acero según el modelo de Mander (1984)

Las funciones que definen las ramas son:

Zona elástica

Esta ocurre en el intervalo $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$, donde ϵ_s es la deformación de la barra de refuerzo. Si el módulo de elasticidad del acero es E_s , el esfuerzo en este intervalo de deformaciones se puede evaluar como:

$$f_s = E_s \epsilon_s$$





Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ en el que ε_{sh} es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo en esta zona se calcula como:

$$f_s = f_y$$

Zona de endurecimiento por deformación

Ocurre en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ donde ε_{su} es la deformación asociada a la resistencia máxima del acero.

La zona de endurecimiento por deformación se define como

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p$$

Donde p se calcula a partir de:

$$p = \frac{\log \left(\frac{(f_{su} - f_{sh1})}{(f_{su} - f_y)} \right)}{\log \left(\frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh1})}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})} \right)}$$

donde ε_{sh1} y f_{sh1} son las coordenadas de un punto experimental de la zona de endurecimiento por deformación por ejemplo se pueden emplear los valores de ε_{sh} y f_{sh} .

Donde:

$$f_{su}, \text{ esfuerzo último} = 7200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y, \text{ esfuerzo de fluencia} = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$\varepsilon_y, \text{ deformación unitaria de fluencia} = 0.002$$

$$\varepsilon_{sh}, \text{ deformación unitaria donde se inicia la zona de endurecimiento} = 0.010$$

$$\varepsilon_{su}, \text{ deformación unitaria última} = 0.13$$





Acero de refuerzo transversal

- 1 Esfuerzo de fluencia del acero = $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- 1 Módulo de elasticidad del acero: $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$

1.2.6 Cargas vivas y muertas

Las cargas muertas se calcularon de acuerdo a pesos volumétricos, secciones de elementos y sus alturas, las cargas vivas máximas instantáneas se calcularon de acuerdo al *RCDF (2004)*. Los valores resultantes se muestran en la tabla 1.5.

Tabla 1.5. Valores nominales de cargas gravitacionales actuantes en el edificio

CARGAS GRAVITACIONALES		
cargas	entrepiso	azotea
	nominales	nominales
CM (kg/m^2) =	472.00	512.00
CV _{inst} (kg/m^2) =	180.00	70.00

1.3 Registros sísmicos utilizados en el estudio

Sismos utilizados (sin escalar)

Se seleccionaron 14 registros sísmicos de la estación SCT en la ciudad de México ubicada en: Av. Universidad entre Cumbres de Maltrata y Xola. Colonia Narvarte, México, D.F.

Esta estación se ubica en la zona III b, según la zonificación sísmica que se indica en la propuesta de *NTCS (2004)* del Distrito Federal.

Las características comunes de los acelerogramas elegidos corresponden a eventos que se generaron en la zona de subducción de la República Mexicana (eventos del tipo que han causado el mayor daño en edificios en el D.F). Las magnitudes de los sismos varían entre 5.6 y 8.1. En la tabla 1.6 se muestran los eventos sísmicos ordenados en orden descendente de magnitud. La localización de algunos de los eventos sísmicos así como de la estación SCT se muestra en la figura 1.6.





Tabla 6. Registros sísmicos utilizados registrados en la estación SCT

Evento	Fecha	Coordenadas		Magnitud
		Latitud N	Longitud W	
1	19 sep 1985 ew	18.081	102.942	8.1
2	19 sep 1985 ns	18.081	102.942	8.1
3	25 abri 1989 ew	16.603	99.4	6.9
4	25 abril 1989 ns	16.603	99.4	6.9
5	24 oct 1993 ew	16.54	98.98	6.6
6	24 oct 1993 ns	16.54	98.98	6.6
7	10 dic 1994 ew	18.02	101.56	6.3
8	10 dic 1994 ns	18.02	101.56	6.3
9	22 may 1997 ew	18.41	101.81	6
10	22 may 1997 ns	18.41	101.81	6
11	31 may 1990 ew	17.106	100.893	5.9
12	31 may 1990 ns	17.106	100.893	5.9
13	23 may 1994 ew	18.03	100.57	5.6
14	23 may 1994 ns	18.03	100.57	5.6

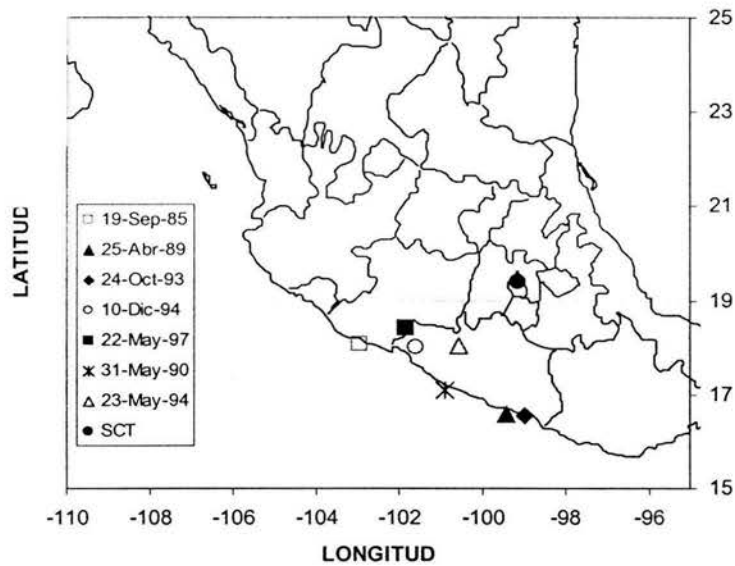


Figura 1.6. Localización de algunos eventos sísmicos en la republica mexicana y de la estación SCT





Consideraciones para el análisis de la estructura

2.1. Modelación de la estructura para su análisis dinámico

Modelo geométrico empleado en el análisis dinámico de la estructura

El edificio a analizar y el modelo empleado para tal fin se muestran en la figura 2.1. Se trata de un edificio de 15 niveles a cada 4 metros y tres crujías a cada 10 metros, la estructuración es a base de marcos. Se observa en la figura 1.1 a y b, que los marcos que forman el perímetro del edificio (marcos exteriores) tienen columnas con secciones diferentes a la de los marcos que se encuentran en el interior del cuerpo del edificio (marcos interiores) y por tanto ambos marcos tendrán una diferencia en rigidez lateral. El parámetro rigidez lateral es un factor importante que influye en el nivel de respuesta sísmica alcanzado por una estructura cuando esta se somete a una excitación sísmica y por tanto si se desea modelar adecuadamente el edificio se debe usar un modelo que tome en cuenta las diferencias de rigidez entre los marcos exteriores e interiores y producir con ello una buena aproximación de la respuesta dinámica del edificio.

Una manera de representar el edificio es mediante un modelo tridimensional formado por elementos esqueleto que tengan las propiedades mecánicas de los elementos que representan.





Un modelo mas simple del edificio es aquel que representa el edificio por medio de marcos planos. Cada uno se supone sujeto a las cargas que le corresponden según su área tributaria y su rigidez lateral, en esta modelación se ignora la interacción entre marcos constitutivos de la estructura real, debida por ejemplo a la rigidez torsional de los elementos que la conectan.

En este trabajo y atendiendo a la necesidad de modelar el edificio en el programa Drain 2D modificado que solo maneja estructuras bidimensionales, se utilizó un modelo a base de marcos planos que tomará en cuenta la interacción entre los marcos de distinta rigidez es decir: un modelo formado por un marco exterior y uno interior que estan ligados por medio de elementos conectores que simulan el efecto de liga que existe entre ambos debido a su unión por medio de trabes. El modelo se muestra en la figura 2.1.

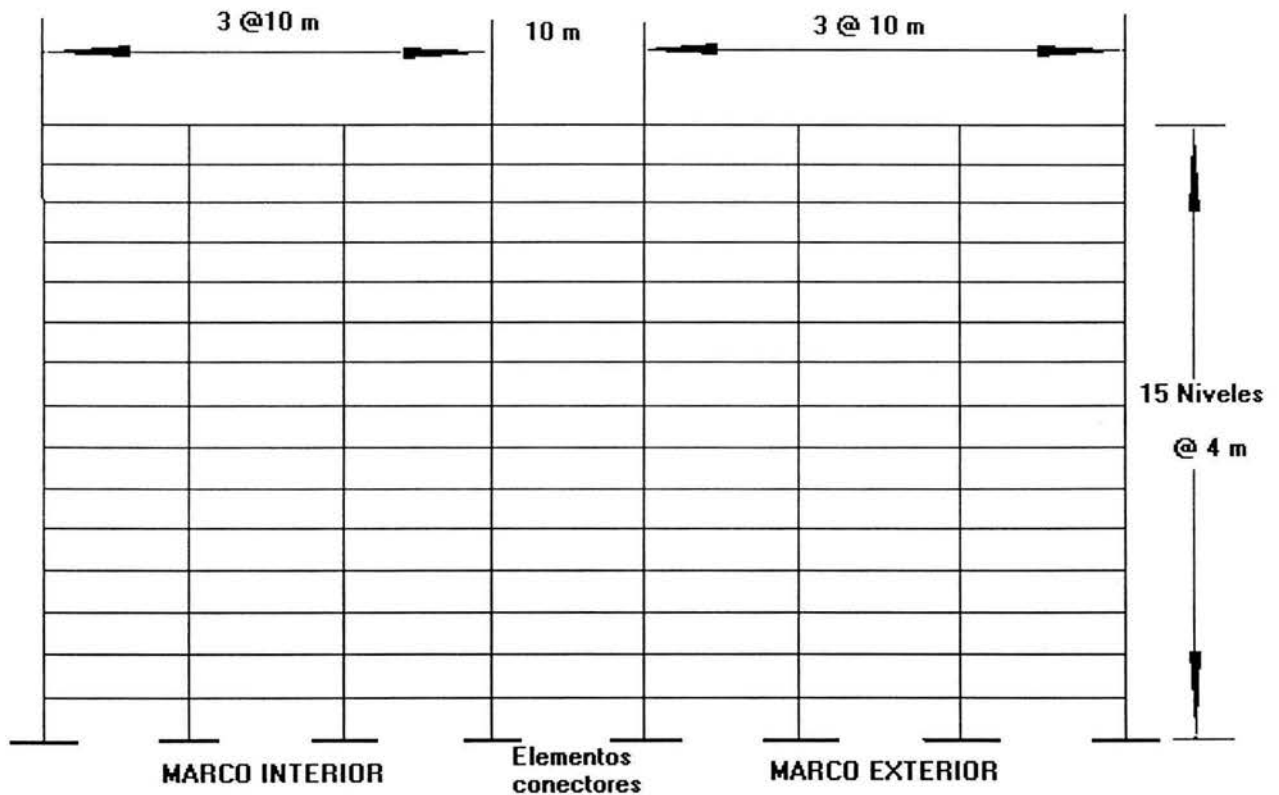


Figura 2.1 Modelo estructural usado para representar el edificio en estudio





Modelación de las condiciones de continuidad en uniones y apoyos de la estructura

El modelo analítico debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro y la de estructura-apoyos. La suposición que se haga en el modelo analítico debe ser congruente con el tipo de conexión que se especifique en planos para los elementos en cuestión. Con base en que en el diseño (previamente realizado por la compañía Alonso y Asociados) se consideraron como nodos rígidos las uniones viga-columna, se consideran así en el modelo estructural empleado para el análisis dinámico del edificio. Además se consideran a los entrepisos diafragmas rígidos de tal manera que todos los nodos que se encuentran en el mismo nivel (para cada uno de los dos tipos de marcos empleados), se consideran con un desplazamiento lateral idéntico. Las condiciones de apoyo de la estructura se consideran como empotramientos perfectos, debido a que así se consideró en el diseño y a que no se considera interacción suelo-estructura y por tanto el desplazamiento en los nodos de apoyo es igual a cero.

Modelo de comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado

La no linealidad en el comportamiento del material tiene influencia en la redistribución de momentos en la estructura, en la capacidad de deformación y resistencia en los elementos de manera local y en la estructura de manera global. Estos aspectos se tienen en cuenta empleando en el análisis dinámico del edificio un modelo histerético de los elementos de concreto reforzado que considera degradación de resistencia y rigidez en los mismos y que fue desarrollado por *Diáz, Esteva y García (1997)*. El modelo se muestra en la figura 2.2.

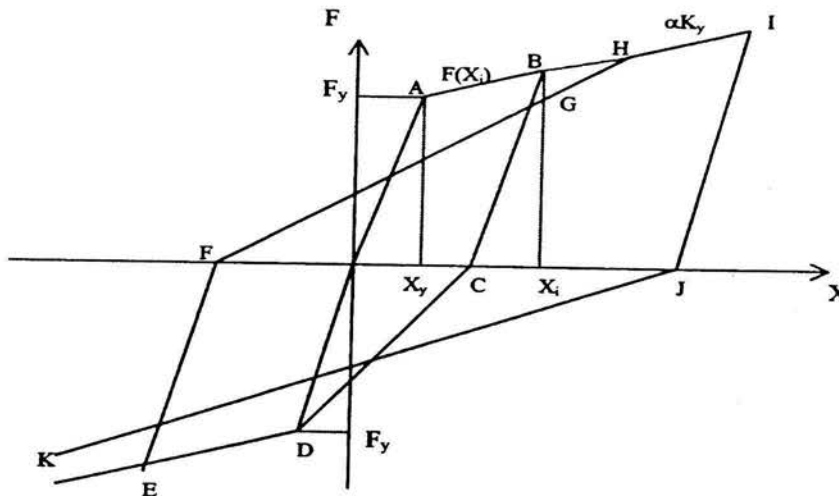


Figura 2.2. Modelo empleado para modelar el comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado





Para tener en cuenta el efecto que sobre la respuesta dinámica del edificio tiene el considerar valores nominales, medios e inciertos en las propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes. Se analizan 10 modelos diferentes que se denotan por M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M8, M9 y M10 los primeros ocho modelos (M1-M8) se consideran con valores inciertos en propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes, el modelo M9 se considera con valores medios y el modelo M10 con valores nominales. A continuación se describe el origen de los valores nominales, medios e inciertos de tales parámetros.

2.2. Valores nominales de cargas gravitacionales

2.2.1 Cargas muertas

Se calculó una carga muerta de 472 kg/m^2 actuando en entresijos y de 512 kg/m^2 en azotea. Esta carga toma en cuenta el peso de la losa y todos los elementos que gravitan sobre ella e incluye el peso propio de columnas, traveses principales y traveses secundarios.

2.2.2 Cargas vivas

Las cargas vivas se obtuvieron según el artículo 199 del *RCDF (2004)*. Considerando el uso que tendrá el edificio (oficinas) resulta un valor para cargas vivas instantáneas para un análisis sísmico de:

$$W_{\text{vins}} \text{ para entresijo} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{vins}} \text{ para azotea} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

Las cargas anteriores se transmiten según el área tributaria a las traveses que forman el marco con las columnas, donde se suponen uniformemente repartidas a lo largo de toda su longitud. Dichas cargas serán utilizadas posteriormente para el análisis dinámico con el programa *Drain 2D Powell (1973)* modificado por *Campos y Esteva (1997)*.





2.3 Valores inciertos y medios de propiedades mecánicas de los materiales y de cargas vivas actuantes en el edificio

En este subcapítulo se tratan las incertidumbres inherentes a las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales, así como las cargas gravitacionales que actúan sobre las estructuras.

Todo diseño estructural es aproximado, pues las cargas se deben a circunstancias y fuerzas de la naturaleza; el ingeniero no puede predecir con exactitud cargas futuras, ya que son de magnitud incierta. De igual manera, la resistencia de los elementos estructurales no se puede predecir con toda exactitud debido a errores en el proceso constructivo de los mismos, a la no uniformidad en la resistencia de los materiales que los componen, etc. Por lo anterior y con la finalidad de tener en cuenta el efecto que en la respuesta estructural tienen tales incertidumbres es necesario realizar un planteamiento basado en conceptos probabilísticos que tome en cuenta la aleatoriedad en esos parámetros. Esto puede hacerse utilizando las técnicas de simulación estadística mediante el método de *Monte Carlo Fishman (1996)*.

El método de simulación de *Monte Carlo* consiste en repetir, con la ayuda de la computadora, un experimento un gran número de veces obteniendo igual número de resultados, para posteriormente determinar las propiedades estadísticas de estos últimos, teniéndose que; a medida que el número de experimentos crece, el resultado promedio obtenido se aproxima al valor exacto. En este trabajo se simulan modelos de un edificio real sometidos a sismos escalados a distintos periodos de recurrencia con incertidumbres en los valores de las propiedades mecánicas de los materiales, cargas vivas actuantes y en la geometría de las secciones de los elementos trabe-columna, para posteriormente obtener la respuesta sísmica promedio del edificio.

2.3.1 Incertidumbres y valor medio de cargas vivas actuantes en el edificio

Meli (1976) considera que la carga viva posee una función de distribución de probabilidad tipo Gamma, con valor medio igual a:

$$\bar{W}_v = \frac{W_v}{1 + 2C_{Vv}}$$

donde:

\bar{W}_v = valor medio de la carga viva máxima instantánea

W_v = valor nominal de la carga viva máxima instantánea.

C_{Vv} = coeficiente de variación de la carga viva máxima instantánea.





El valor del coeficiente de variación de la carga, varía de acuerdo con el área tributaria. Basados en ese estudio *Meli (1976)*, se propone un valor del coeficiente de variación de la carga viva máxima de 0.3.

La función de distribución de probabilidad Gamma está dada por:

$$f_{X_k}(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{(k-1)!} \quad 2.1$$

En donde $k = \lambda m_x$, $\lambda = m_x / \sigma_x^2$, m_x y σ_x^2 son la media y desviación estándar, respectivamente.

El procedimiento mediante el cual es posible obtener los valores de W_{vins} inciertos o aleatorios por medio de la generación de algunos valores que se ajustan a la distribución Gamma con un valor medio de 75 kg/cm² y desviación estándar 22.5 kg/cm² se describe a continuación.

Procedimiento para la obtención de valores aleatorios de una función de distribución probabilística dada su media y desviación estándar y la función de distribución.

1. Con los valores de la media m_x , y de la desviación estándar σ_x y utilizando la ecuación 2.1 es posible trazar la función de probabilidad continua correspondiente al distribución de probabilidad (**FDP**) Gamma.
2. De la función de distribución de probabilidades se toman valores aleatorios en un número suficiente tal que abarque regiones de toda la **FDP**.
3. De entre todos los valores de la muestra solo se tomarán ocho valores (una para cada marco con incertidumbres) y tratando de que cada uno de estos valores abarque una región de la **FDP**, es necesario dividir la muestra en intervalos con un ancho tal que la frecuencia de datos que contenga cada intervalo se ajuste a la **FDP**. Por lo anterior se procede como sigue:
4. Entre el número total de datos aleatorios de la muestra se elige el de mayor y el de menor valor y se realiza una diferencia entre ellos, dicha diferencia servirá de base para elegir un número de intervalos en los cuales se dividirá la muestra.





5. Para elegir el número de intervalos en los cuales se habrá de dividir la muestra se toma el valor de la diferencia obtenida previamente y se divide entre un número impar de tal manera que un intervalo contenga al valor medio de la muestra y tenga a la derecha e izquierda igual número de intervalos lo cual redundará en que formemos una distribución simétrica de intervalos, el valor de dicha división será la base de un rectángulo que se graficará posteriormente.
6. Para cada intervalo medimos la frecuencia de datos que concurren dentro de dicho valor de frecuencia y será la altura del rectángulo.
7. Se grafican todos los rectángulos observando que describan la forma de la distribución de probabilidad asociada *FDP*.
8. Se toma un valor o los necesarios (según el número de intervalos obtenido) para tener en los ocho modelos con incertidumbre valores de todos los intervalos de la *FDP*.
9. Finalmente se grafica la *FDP* continua obtenida con la ec. 2.1 y se compara con la distribución de rectángulos para verificar la coincidencia entre ambas distribuciones.

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente se obtienen los valores de carga viva máxima instantánea para cada uno de los ocho modelos con valores inciertos de carga viva máxima instantánea empleados para el análisis de confiabilidad estructural del edificio. La gráfica correspondiente a la función de distribución de probabilidad Gamma así como los rectángulos obtenidos se muestra en la figura 2.3.

En la tabla 2.1 se muestran estos los valores inciertos obtenidos y adicionalmente se muestran también los valores nominales y medios dados por el *RCDF (2004)* y por *Meli (1976)*, respectivamente. En esta tabla se utiliza la nomenclatura definida en la sección 2.1 para denotar los modelos empleados en el análisis de confiabilidad del edificio (**M1-M8**) para los modelos con valores inciertos en propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes, (**M9**) para el modelo con valores medios y (**M10**) para el modelo con valores nominales.



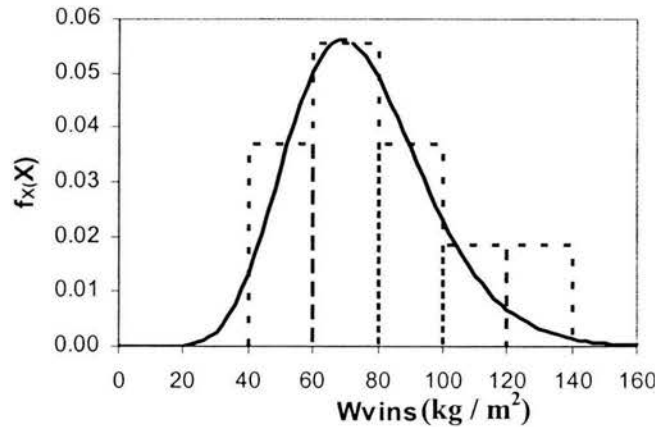


Figura 2.3 Histograma de la Carga viva máxima instantánea

Tabla 2.1 Valores inciertos, medios y nominales correspondientes a la carga viva máxima instantánea utilizados en el estudio para los modelos M1 a M10

MARCO	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
Wvins (kg/m ²)	78	134	40	89	57	99	104	67	75	180

2.3.2 Incertidumbres y valor medio de las propiedades mecánicas de los materiales

2.3.2.1 Resistencia a compresión del concreto

La variación en la resistencia del concreto se debe, entre otros factores, a la variación de las propiedades de los materiales que lo componen, a sus proporciones, a la variación del mezclado, transportación, colado y curado del mismo.

Meli y Mendoza (1991) recomiendan para modelar de manera probabilística el comportamiento de la resistencia a compresión del concreto los siguientes parámetros:

Para $f'c$: 300 kg/cm² valor medio: 321 kg/cm² desviación estándar: 41.3 kg/cm²

Ademas, proponen utilizar una función de distribución de probabilidades del tipo normal o Gaussiana.





La función normal o Gaussiana está dada por la función:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - m_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad 2.2$$

En donde:

σ_x = desviación estándar

m_x = mediana

x = valor al cual se quiere asociar una probabilidad con distribución normal o Gaussiana

Siguiendo el procedimiento para la obtención de valores (aleatorios dada la **FDP** a la que se ajusta el parámetro f_c , los valores de su media y desviación estándar) se obtienen los valores de f_c para cada uno de los ocho modelos con valores inciertos de f_c empleados para el análisis de confiabilidad estructural del edificio.

La gráfica correspondiente a la función de distribución de probabilidad normal o Gaussiana dada por la ec. 2.2 con media de 321 kg/cm^2 y desviación estándar de 41.3 kg/cm^2 así como los rectángulos obtenidos se muestra en la figura 2.4.

En la tabla 2.2 se muestran estos valores y adicionalmente se muestran también los valores nominales y medios dados por el diseño y por **Meli y Mendoza (1991)** respectivamente, en esta tabla se utiliza la nomenclatura definida en la sección 2.1 para denotar los modelos empleados en el análisis de confiabilidad del edificio (**M1-M8**) para los modelos con valores inciertos en propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes, (**M9**) para el modelo con valores medios y (**M10**) para el modelo con propiedades nominales.

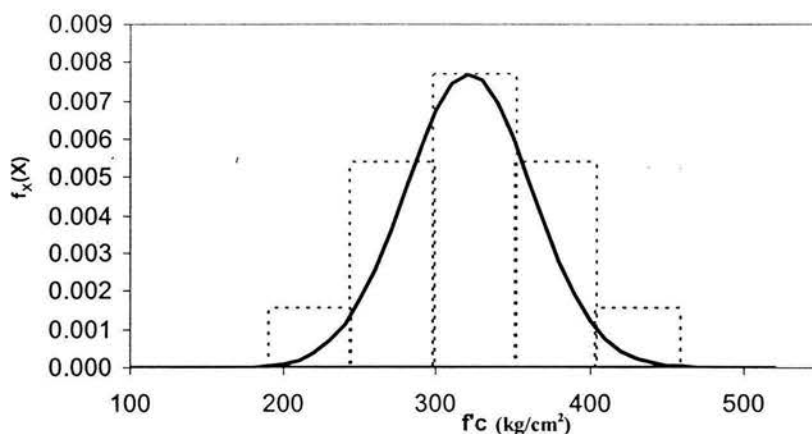


Figura 2.4. Histogramas del esfuerzo a compresión del concreto f_c





Tabla 2.2 Valores inciertos, medios y nominales correspondientes a la resistencia a compresión del concreto en (kg/cm^2) utilizados en el estudio para los modelos M1 a M10

MARCO	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
f'_c (kg/cm^2)	376	296	354	257	401	335	276	308	321	300

2.3.2.2 Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal

La variación en la resistencia del acero de refuerzo obedece a distintas causas como su composición química, proceso de fabricación, condiciones de enfriamiento, variaciones en el área transversal, etc. En este trabajo los parámetros estadísticos se obtuvieron de estudios hechos en el Distrito Federal. Para la resistencia de barras de acero con un valor nominal de $4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$, *Villanueva y Meli (1984)* recomiendan que la media del esfuerzo de fluencia, f_y se considere igual a $4680 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Con una desviación estándar de $450 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Además recomiendan que se emplee una distribución de tipo normal para representar su distribución probabilística.

Siguiendo el procedimiento para la obtención de valores aleatorios (dada la *FDP* a la que se

ajusta el parámetro f_y , los valores de su media y desviación estándar), se obtienen los valores de f_y para cada uno de los ocho modelos con valores inciertos de f_y empleados para el análisis de confiabilidad estructural del edificio. La gráfica correspondiente a la función de distribución de probabilidad normal o Gaussiana con media de $4680 \text{ kg}/\text{cm}^2$ y desviación estándar de $450 \text{ kg}/\text{cm}^2$ así como los rectángulos obtenidos se muestra en la figura 2.5.

En la tabla 2.3 se muestran estos valores y adicionalmente se muestran también los valores nominales y medios dados por el diseño y por *Meli y Mendoza (1991)* respectivamente, en esta tabla se utiliza la nomenclatura definida en la sección 2.1 para denotar los modelos empleados en el análisis de confiabilidad del edificio (**M1-M8**) para los modelos con valores inciertos en propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes, (**M9**) para el modelo con valores medios y (**M10**) para el modelo con propiedades nominales.



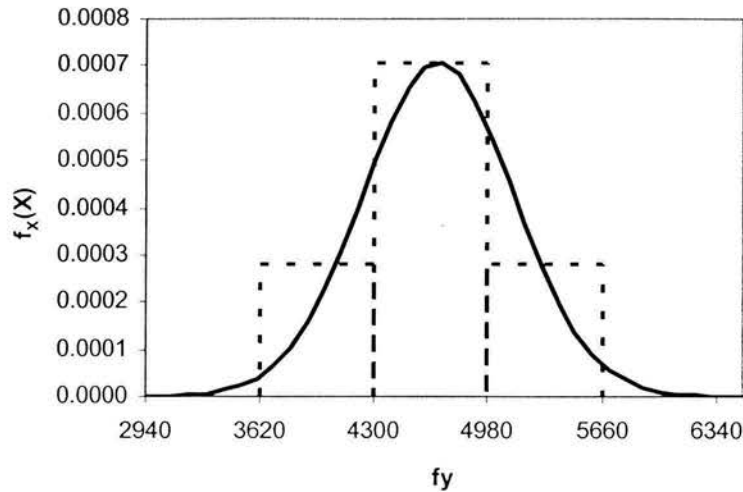


Figura 2.5 Histogramas para el esfuerzo de fluencia del acero f_y

Tabla 2.3 Valores inciertos, medios y nominales correspondientes al esfuerzo de fluencia del acero utilizados en el estudio para los modelos M1 a M10

MARCO	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
f_y (kg/cm ²)	5090	4445	3970	4816	4055	5553	5974	4407	4680	4200

Parámetros que definen la curva esfuerzo de formación del acero propuesta por Park y Paulay (modificado).

Los parámetros que definen la curva esfuerzo deformación del acero se definieron en la sección 1.2.5 y serán utilizados en lo que sigue. En el estudio realizado por Villanueva y Meli (1984) se concluye que para f_{su} , la media y la desviación estándar son respectivamente de 7600 kg/cm² y 750 kg/cm². Para la deformación en la inicio de la etapa de endurecimiento del acero ϵ_{sh} , la media es de 0.01175 y su desviación estándar 0.0024. Para la deformación última ϵ_{su} su media es de 0.1175 y su desviación estándar de 0.0148. La función de distribución de probabilidades se toma del tipo normal para todos los valores de la curva.

Siguiendo el procedimiento para la obtención de valores (aleatorios dada una FDP, media y desviación estándar), se obtienen valores de f_y para cada uno de los ocho modelos con valores inciertos de f_{su} , ϵ_{sh} , ϵ_{su} , empleados para el análisis de confiabilidad estructural del edificio.





Las gráficas correspondientes a las funciones de distribución de probabilidad generadas al tomar los valores de medias y desviaciones estándar correspondientes y sustituirlas en la expresión que define la función de distribución normal o Gaussiana así como los rectángulos obtenidos se muestra en las figuras 2.6, 2.7 y 2.8.

En la tabla 2.4 se muestran estos valores y adicionalmente se muestran también los valores medios dados por Villanueva y Meli (1984), en esta tabla se utiliza la nomenclatura definida en la sección 2.1 para denotar los modelos empleados en el análisis de confiabilidad del edificio (M1-M8) para los modelos con valores inciertos en propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes, (M9) para el modelo con valores medios.

Tabla 2.4 Valores inciertos y valor medio correspondientes a f_{su} , ϵ_{sh} , ϵ_{su} , y p utilizados en el estudio para los modelos M1 a M9

MARCO	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	p	f_{su}
M1	0.0042	0.0925	2.88	7083
M2	0.0055	0.0991	3.057	7193
M3	0.0065	0.1047	3.149	7286
M4	0.008	0.1131	3.268	7424
M5	0.0087	0.1164	3.341	7478
M6	0.01	0.1236	3.513	7599
M7	0.0105	0.1268	3.7	7652
M8	0.0115	0.1319	3.8	7736
M9	0.0088	0.1171	3.474	7491

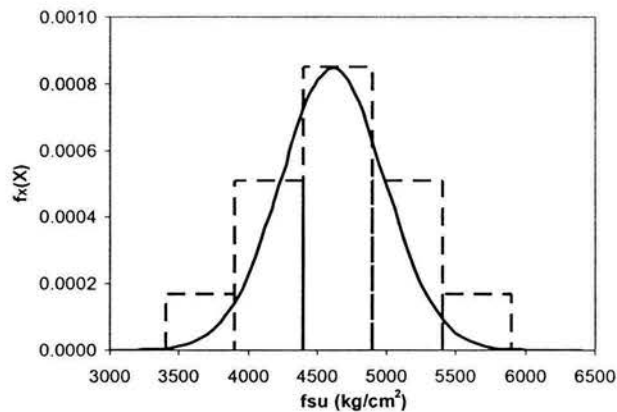


Figura 2.6 Histograma para el esfuerzo último del acero



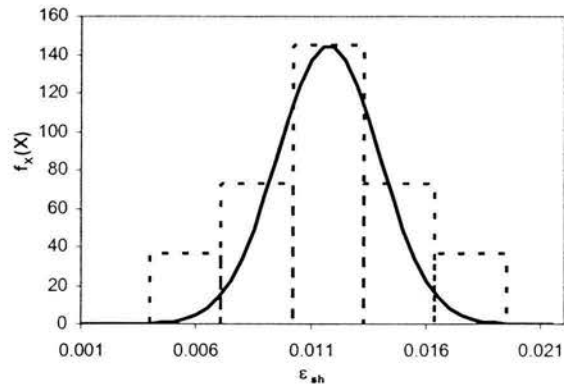


Figura 2.7 Histograma para la deformación correspondiente a la entrada ala etapa de endurecimiento por deformación del acero

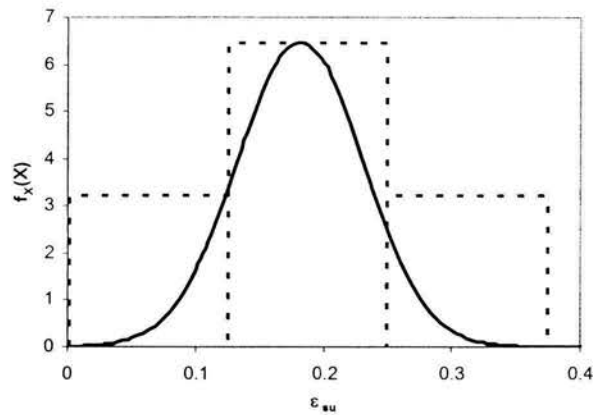


Figura 2.8 Histograma para la deformación última del acero de refuerzo

2.4 Valores medios de las dimensiones en la geometría de los elementos

Los valores nominales en las dimensiones de trabes y columnas se tomaron de la sección 1.2.1.

Para tener en cuenta los valores medios en las propiedades geométricas de los elementos se variaron sus dimensiones para el marco medio utilizando los siguientes valores:





2.4.1 Trabes

Para las trabes, *Mirza y Mc Gregor (1979a)*, recomiendan que se emplee una media de las dimensiones geométricas de la trabe (ancho y alto) igual al valor nominal + 0.254 cm y una desviación estándar de 0.544 cm para la dimensión del peralte.

Para el recubrimiento inferior de concreto, suponen una media igual al valor nominal + 0.16 cm, con una desviación estándar de 1.11 cm; para el recubrimiento superior de concreto suponen una media igual al valor nominal + 0.32 cm, con una desviación estándar de 1.588 cm.

Además se recomienda que se emplee una función de distribución de probabilidad tipo normal para todas las dimensiones mencionadas.

2.4.2 Columnas

Para las columnas *Mirza y Mc Gregor (1979b)*, recomiendan una media para el ancho y el alto igual al valor nominal + 0.159 cm para la base y la altura, con una desviación estándar de 0.635 cm para ambas.

Para el recubrimiento se toma la siguiente relación

$$r = r_n - 0.635 + 0.004h$$

r = valor medio del recubrimiento

r_n = valor nominal del recubrimiento.

h = dimensión de la columnas para la cuál existe el menor momento de inercia.

Se toma una desviación estándar de 0.42 cm para el recubrimiento. Además recomiendan una función de distribución tipo normal para todas las dimensiones mencionadas.





2.5 Consideraciones e hipótesis utilizadas para el análisis dinámico paso a paso de la estructura

1. No se consideran efectos de interacción suelo-estructura, por lo que los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos.
2. Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano.
3. No se consideran efectos de excentricidades accidentales, ni efectos bidireccionales de las fuerzas sísmicas.
4. La estructura se analiza como marco plano, tomando en cuenta sólo los efectos de la carga axial producto de los marcos transversales. Esta hipótesis resulta aceptable si se considera la simetría en planta y elevación del edificio en estudio.
5. Se incluyen efectos P-Delta en el análisis estructural.

2.6 Análisis dinámico de la estructura

2.6.1 Ecuación del movimiento

Un edificio simple puede definirse como un edificio en el cual no se producen rotaciones en los miembros horizontales a la altura de los pisos. A este respecto, un edificio simple, sometido a excitaciones que producen desplazamientos horizontales, tiene muchas de las características de una viga en voladizo deformada solamente por el esfuerzo de corte. Para conseguir esa deformación en un edificio debemos de considerar las siguientes condiciones:

1. Que toda la masa del edificio esta concentrada al nivel de los pisos.
2. Que la rigidez de las vigas es mucho mayor que la de las columnas por lo cual no se permite una rotación de las últimas con relación al entrepiso.
3. Que la deformación de la estructura es independiente de las fuerzas axiales en las columnas.

La primera condición transforma el problema, de un sistema con un número infinito de grados de libertad en uno con tantos grados de libertad como masas concentradas en los pisos se consideren. La segunda establece la condición de que las uniones entre vigas permanezcan fijas sin rotación. La tercera que las vigas rígidas en los entrepisos permanezcan horizontales durante el movimiento de la estructura.

Consideremos en la figura 2.9 el modelo para un sistema con dos grados de libertad. Obviamente se puede considerar con un número mucho más grande de grados de libertad, sin que las ecuaciones presentadas pierdan validez. En la figura 2.9 se muestra también el correspondiente diagrama del cuerpo libre.



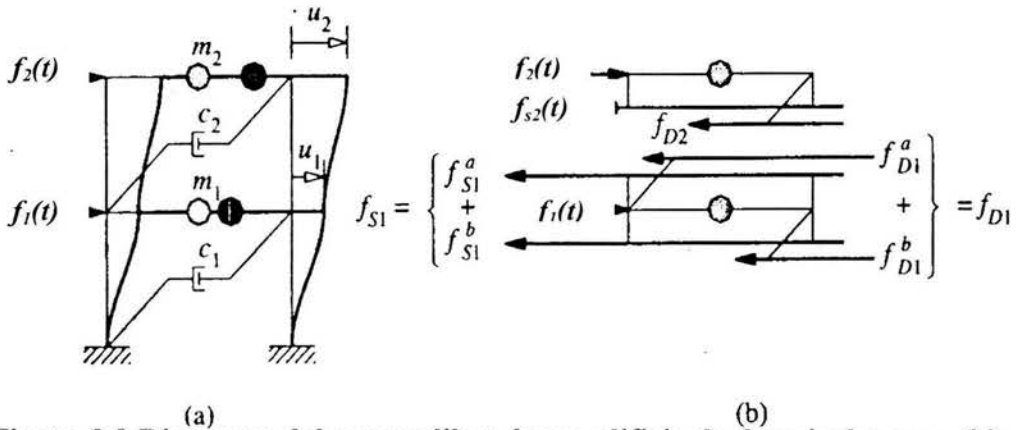


Figura 2.9 Diagrama del cuerpo libre de un edificio de dos niveles sometido a fuerzas concentradas en los entrepisos

Las fuerzas actuando en cada piso j , donde se supone concentrada la masa m_j , para un instante de tiempo $t = i$, son las fuerzas de inercia $f_I(t)$ las fuerzas de rigidez $f_S(t)$, las fuerzas de amortiguamiento $f_D(t)$ y las fuerzas externas $f(t)$.

El equilibrio dinámico del sistema para un instante i , se obtiene igualando la suma de las fuerzas actuantes en el sistema las cuales son las fuerzas de inercia $F_{Ij}(t_i)$, las fuerzas de amortiguamiento $F_{Dj}(t_i)$, las fuerzas elásticas o inelásticas en el resorte $F_{kj}(t_i)$ y las fuerzas exteriores $F_j(t)$. Por lo tanto, en el instante t_i el equilibrio de estas fuerzas se expresa como:

$$F_{Ij}(t_i) + F_{kj}(t_i) + F_{Dj}(t_i) = F_j(t) \tag{2.3}$$

La ecuación anterior contiene dos ecuaciones para $j = 1$ y $j = 2$, y estas pueden ser escritas en forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} y_1(t_i) \\ y_2(t_i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{D1}(t_i) \\ f_{D2}(t_i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{S1}(t_i) \\ f_{S2}(t_i) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(t_i) \\ f_2(t_i) \end{bmatrix} \tag{2.4}$$

Considerando la masa como constante (invariante en el tiempo), la ecuación anterior puede ser escrita en forma simplificada para un instante t_i como:

$$[F_I(t_i)] + [F_D(t_i)] + [F_S(t_i)] = [F(t_i)] \tag{2.5}$$

y después de un corto tiempo, Δt , como:





$$[F_I(t_i + \Delta t)] + [F_D(t_i + \Delta t)] + [F_S(t_i + \Delta t)] = [F(t_i + \Delta t)] \quad 2.6$$

restando el sistema de ecuaciones 2.6 anterior del sistema de ecuaciones 2.5 resulta el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales en función de los incrementos:

$$[\Delta F_I] + [\Delta F_D] + [\Delta F_S] = [\Delta F_I] \quad 2.7$$

donde las matrices de fuerzas incrementales de este sistemas de ecuaciones se define como sigue:

$$[\Delta F_I] = [F_I(t_i + \Delta T)] - [F_I(t_i)] \quad 2.8$$

$$[\Delta F_D] = [F_D(t_i + \Delta T)] - [F_D(t_i)] \quad 2.9$$

$$[\Delta F_S] = [F_S(t_i + \Delta T)] - [F_S(t_i)] \quad 2.10$$

$$[\Delta F_I] = [F_I(t_i + \Delta T)] - [F_I(t_i)] \quad 2.11$$

Si suponemos que la fuerza de amortiguamiento es función de la velocidad y que la fuerza en el resorte es función del desplazamiento, mientras que la fuerza de inercia permanece proporcional a la aceleración, podemos entonces expresar las fuerzas incrementales del sistema por las ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.4 como:

$$[\Delta F_I] = [M] * [\Delta \ddot{y}_i] \quad 2.12$$

$$[\Delta F_D] = [C] * [\Delta \dot{y}_i] \quad 2.13$$

$$[\Delta F_S] = [K] * [\Delta y_i] \quad 2.14$$

donde el desplazamiento incremental Δy , el vector velocidad incremental $\Delta \dot{y}$ y el vector aceleración incremental $\Delta \ddot{y}$, están dados por:

$$[\Delta y_i] = [y(t_i + \Delta t)] - [y(t_i)] \quad 2.15$$

$$[\Delta \dot{y}_i] = [\dot{y}(t_i + \Delta t)] - [\dot{y}(t_i)] \quad 2.16$$

$$[\Delta \ddot{y}_i] = [\ddot{y}(t_i + \Delta t)] - [\ddot{y}(t_i)] \quad 2.17$$





Donde la matriz de rigidez $[K]$ es la matriz de rigidez lateral del edificio. Cada uno de los coeficientes que forman esta matriz definidos como K_{ij} se define como la fuerza en la coordenada i cuando la coordenada j se se desplace una unidad, mientras que todas las otras coordenadas permanecen fijas.

Finalmente, la ecuación incremental de equilibrio dinámico queda como:

$$[M][\Delta \dot{y}_i] + [C][\Delta y_i] + [K][\Delta y_i] = [\Delta F_i] \quad 2.18$$

2.6.2 Método de análisis dinámico paso a paso

Integración de la ecuación no lineal de movimiento

Entre los varios métodos existentes para resolver la ecuación no lineal de equilibrio dinámico uno de los más efectivos es el *método de integración paso a paso*.

En este método la respuesta se calcula para distintos incrementos de tiempo Δt , usualmente de la misma duración, por conveniencia de cálculo. Al comienzo de cada intervalo se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y a continuación se calcula aproximadamente la respuesta para un incremento de tiempo Δt suponiendo que las matrices de coeficientes $K(y)$ y $C(\dot{y})$ permanecen constantes durante Δt . Las características de no linealidad de estas matrices se consideran en el análisis mediante su recálculo al comienzo de cada incremento de tiempo.

La respuesta, por tanto, se obtiene utilizando el vector desplazamiento y velocidad calculados al final del intervalo de tiempo precedente como condiciones iniciales del intervalo de tiempo siguiente.

Como se ha mencionado, en cada intervalo de tiempo, la matriz de rigidez $K(y)$ y la matriz de amortiguamiento $C(\dot{y})$ se calculan al inicio de cada paso y se suponen constantes hasta el paso siguiente. De esta manera el comportamiento no lineal del sistema es por una secuencia de sistemas lineales.

Hay muchos procedimientos para llevar a cabo la integración paso a paso de la ecuación de movimiento, por ejemplo los métodos basados en interpolación de la excitación,





métodos de diferencias centrales y *método de Newmark*. De entre los métodos de Newmark los dos casos especiales más usados son el *método de aceleración constante* y el método de aceleración lineal. Como los nombres indican, en el primero de estos métodos se supone que la variación de la velocidad durante el intervalo de tiempo Δt es constante, mientras que en el segundo se supone que la variación de la misma es lineal.

Los métodos basados sobre la base de suponer una variación constante de la aceleración durante el paso de tiempo Δt se han adoptado debido a la ventaja de ser estable para todos los periodos y pasos de tiempo Δt .

2.6.2.1 Método de aceleración constante

Las ecuaciones base para el método de aceleración constante se muestran a continuación.

$$y = \frac{1}{2}(y_0 + y_1) \quad 2.19$$

$$\dot{y} = \dot{y}_0 + \int_0^t y dt \quad 2.20$$

$$\dot{y}_1 = \dot{y}_0 + \left(\dot{y}_0 \frac{\Delta t}{2} \right) + \left(y_1 \frac{\Delta t}{2} \right) \quad 2.21$$

$$y = y_0 + \int_0^t \dot{y} dt \quad 2.22$$

$$y_1 = y_0 + \dot{y}_0 \Delta t + y_0 \frac{\Delta t^2}{4} + y_1 \frac{\Delta t^2}{4} \quad 2.23$$

Se supone en este método que el amortiguamiento viscoso es resultado de una combinación de efectos rigidez-masa de los cuales depende dicho amortiguamiento, de tal manera que puede ser expresado como:

$$[C_T] = \alpha[M] + \beta[K_T] \quad 2.24$$

En donde α y β son constantes a ser especificadas





Debemos sin embargo notar que este procedimiento numérico supone dos aproximaciones importantes:

- (1) Se supone una variación constante de la aceleración en el intervalo de tiempo Δt .
- (2) Las propiedades de amortiguamiento y rigidez en el sistema se evalúan al inicio de cada incremento de tiempo y permanecen constantes durante el incremento de tiempo Δt .

En general, estas dos suposiciones no introducen errores significativos, siempre que el incremento del tiempo Δt sea pequeño. Sin embargo, estos errores tienden a acumularse en cada paso. Esta acumulación de errores debe evitarse imponiendo como condición un total equilibrio dinámico en cada paso del análisis. Esto se logra expresando la aceleración en cada etapa, mediante la ecuación diferencial del movimiento, en la cual el desplazamiento y la velocidad, así como las fuerzas de amortiguamiento y rigidez, se evalúan para este valor de tiempo.

Sustituyendo la ecuación 2.24 en la ecuación 2.18 se obtiene:

$$\left[\left(\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t} \right) M + \left(\frac{2B}{\Delta t} + 1 \right) K_T \right] \{\Delta y\} = \{\Delta F(t)\} + [M] \left\{ 2\ddot{y}_0 + \frac{4}{\Delta t} \dot{y}_0 + 2\alpha \ddot{y}_0 \right\} + \beta [K_T] \{2y_0\} \quad 2.25$$

Para evitar la necesidad de evaluar los términos $\beta [K_T] \{2y_0\}$ se introduce la siguiente transformación:

$$\{\Delta x\} = \{\Delta y\} + \beta \cdot \{\Delta \dot{y}\} = \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) \{\Delta y\} - 2\beta \dot{y}_0 \quad 2.26$$

La ecuación (2.25) puede entonces escribirse como:

$$[\gamma M + K_T] \{\Delta y\} = \{\Delta F(t)\} + [M] \left\{ 2\ddot{y}_0 + \frac{4}{\Delta t} \dot{y}_0 + 2\alpha \ddot{y}_0 + 2\beta \ddot{y}_0 \right\} \quad 2.27$$





en donde:

$$\gamma = \frac{\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t}}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1} \quad 2.28$$

Cuando $\{\Delta x\}$ se tiene determinado, el incremento en el desplazamiento nodal se obtiene así:

$$\{\Delta r\} = \frac{1}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1} \{\Delta x + 2\beta \dot{y}_0\} \quad 2.29$$

y entonces los incrementos de velocidad y aceleración puede obtenerse de las ecuaciones 2.5, 2.6 y 2.7.

Coefficientes de Amortiguamiento

El siguiente procedimiento puede ser usado para seleccionar los coeficientes α y β de la ecuación 2.24.

Si el sistema fuera desacoplado en modos normales, las relaciones entre el amortiguamiento generalizado, masa y rigidez, para el modo n-ésimo sería:

$$\hat{c}_n = \alpha \hat{M}_n + \beta \hat{K}_n \quad 2.30$$

entonces, de las relaciones

$$\hat{C}_n = 2\lambda_n \omega_n \hat{M}_n \quad 2.31$$

y

$$\hat{K}_n = \omega_n^2 \hat{M}_n \quad 2.32$$

en donde λ_n es la proporción de amortiguamiento crítico en el modo n-ésimo y ω_n es la frecuencia circular de el modo n-ésimo, una vez especificados los valores de α y β estos implican que en el modo n-ésimo el amortiguamiento será igual a:





$$\lambda_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad 2.33$$

o

$$\lambda_n = \frac{\alpha T_n}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_n} \quad 2.34$$

en donde T_n = periodo del modo n-ésimo.

Si se suponemos que el amortiguamiento únicamente depende de la matriz de masa, el amortiguamiento λ_i correspondiente a un modo con periodo T_i puede ser obtenido especificando así:

$$\alpha = \frac{4\pi\lambda_i}{T_i} \quad 2.35$$

Similarmente, si suponemos que el amortiguamiento depende de la matriz de rigidez

$$\beta = \frac{\lambda_i T_i}{\pi} \quad 2.36$$

En ambos casos, el amortiguamiento para todos los valores de T se determina una vez que α o β se han especificado.

Si ambos α y β han sido especificados entonces la suma de amortiguamiento crítico puede definirse para dos diferentes periodos. Esto es:

$$\lambda_i = \frac{\alpha T_i}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_i} \quad 2.37$$

y

$$\lambda_j = \frac{\alpha T_j}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_j} \quad 2.38$$

resolviendo las dos ecuaciones anteriores simultáneamente





$$\alpha = \frac{4(T_j \lambda_j - T_i \lambda_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad 2.39$$

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_j \lambda_i - T_i \lambda_j)}{\pi(T_j^2 - T_i^2)} \quad 2.40$$

Para el análisis práctico, los valores de T y λ se pueden encontrar, y los correspondientes valores de α y β se determinan usando las ecuaciones 2.39 y 2.40.

Corrección al equilibrio con amortiguamiento dependiente de la rigidez

A causa de los cambios en el estado de fluencia de los elementos estructurales, la matriz tangente de rigidez cambia de un paso a otro. De aquí, si el amortiguamiento se supone dependiente de la rigidez, la matriz de amortiguamiento puede también cambiar repentinamente entre pasos de tiempo. Esto introduce un desbalance en el equilibrio en el comienzo del nuevo paso de tiempo que podría conducir a la acumulación de errores significativos si no se corrige.

El equilibrio en el fin de un paso de tiempo Δt se representa por

$$\{F_I\} + \{F_C\} + \{F_K\} = \{F\} \quad 2.41$$

Donde:

F_I = Fuerzas totales en los nodos debidos a la inercia

F_C = Fuerzas totales en los nodos debidas al amortiguamiento

F_K = Fuerzas totales en los nodos debidas a la rigidez en los elementos

F = Fuerzas totales en los nodos debidas a las cargas externas

La fuerza de amortiguamiento para este tiempo se determina mediante:

$$\{F_C\} = [\alpha M + \beta K_T] \{\dot{y}\} \quad 2.42$$





en donde $\{\dot{y}\}$ = vector de velocidad.

En el comienzo del siguiente paso de tiempo las cantidades $\{F_M\}$, $\{F_K\}$, $\{F\}$ y $\{y\}$ permanecerían sin cambios, pero $\{F_C\}$ puede cambiar a

$$\{F_C\} + \{\Delta F_C\} = [\alpha M + \beta K_T + \beta \Delta K] \{\dot{y}\} \quad 2.43$$

en donde $\{\Delta k\}$ = al cambio en la matriz de rigidez; y $\{\Delta F_C\}$ = cambio correspondiente en la matriz de fuerzas de amortiguamiento.

Debido a que el equilibrio se debe satisfacer, es necesario adicionar una carga $\{\Delta F_C\}$, a ser suplida por algún agente externo, tal que el equilibrio en el final del paso de tiempo se representa por:

$$\{F_C\} + \{F_M\} + \{\Delta F_C\} + \{F_K\} = \{F\} + \{\Delta F_C\} \quad 2.44$$

Esta carga adicional externa no puede, sin embargo, ser permitida a continuar actuando, debido a que esto significaría modificaciones en los resultados de la respuesta estructural. Es necesario, por lo tanto, eliminar esta carga aplicando una igual y de sentido contrario de magnitud

$$-\{\Delta F_C\} = -\beta[\Delta K] \{\dot{y}\} \quad 2.45$$

Excitación Sísmica

El método paso a paso es aplicable a excitaciones dinámicas de varios tipos, tal como movimientos sísmicos del terreno. Para movimientos sísmicos la ecuación de equilibrio dinámico incremental cambia a:

$$[M] \{\Delta \ddot{y}_a\} + [C_T] \{\Delta \dot{y}_r\} + [K_T] \{\Delta y_r\} = -[M] \{\Delta \ddot{y}_g\} \quad 2.46$$

en donde $\{\Delta \ddot{y}_a\}$ es el incremento de aceleración absoluta; y $\{\Delta \dot{y}_r\}$, $\{\Delta y_r\}$ son los incrementos de velocidad y desplazamiento, relativos a el terreno, respectivamente.





La ecuación (2.44) puede ser escrita como

$$[M]\{\Delta y_r\} + [C_T]\{\Delta \dot{y}_r\} + [k_T]\{\Delta y_r\} = -[M]\{\Delta y_g\} \quad 2.47$$

en donde $\{\Delta y_r\}$ es el incremento de aceleración relativa a el terreno. Para excitación sísmica el incremento de carga $\{\Delta F\}$, se reemplaza por $-[M]\{\Delta y_g\}$.

2.6.3 Descripción del programa Drain 2D, modificado por Campos y Esteva.

El programa está limitado a análisis de estructuras en dos dimensiones, debido a la gran simplificación de análisis que resulta en escala y complejidad, pero los principios básicos son también aplicables a estructuras tridimensionales.

La estructura se idealiza como un ensamble de elementos planos discretos, los cuales pueden formar configuraciones variables. El análisis se realiza por medio del método directo de rigidez, con los desplazamientos nodales como incógnitas. Cada nodo posee tres grados de libertad, como en un análisis común de marco plano. Sin embargo se pueden combinar o borrar grados de libertad, tal que el número total de incógnitas puede ser mucho menor que el número de nodos por tres. Debido a que algun grado de libertad puede especificarse como completamente restringido (tener desplazamiento cero con respecto al terreno por ejemplo “empotrado”).

Por otro lado, los desplazamientos rotacionales o traslacionales de un grupo de nodos puede ser declarado a tener un mismo valor de desplazamiento. La masa de la estructura se define como concentrada en los nodos y como consecuencia la matriz de masa es diagonal.

La excitación sísmica es definida por medio de acelerogramas que pueden ser diferentes en la dirección horizontal y vertical.

Todos los puntos de soporte se supone que se mueven en fase (diafragmas rígidos). Las cargas estáticas pueden aplicarse con anterioridad a las cargas dinámicas, pero no es permitida la fluencia de los elementos bajo cargas estáticas.

Los elementos estructurales pueden ser de tipo virtual, se pueden incluir nuevos elementos si se desea. Es decir que las subrutinas de las que el programa está compuesto pueden ser enriquecidas con otras, haciendo el programa muy versátil.





Los tipos de elementos base que maneja el programa son:

1. Armaduras que pueden fluir en tensión y/o pandearse elásticamente y fluir inelásticamente en compresión.
2. Elementos viga-columna, que pueden ser de sección variable y que fluyen debido a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de dichos elementos. La interacción entre fuerzas axiales y momentos se puede tener en cuenta para secciones de acero o concreto reforzado. Los valores de fuerzas y momentos pueden especificarse. Los efectos $P-\Delta$ se pueden tener en cuenta incluyendo una rigidez geométrica basada en las fuerzas axiales bajo cargas estáticas.
3. Conexiones semi-rígidas, con relaciones momento-rotación bilineal.

La respuesta dinámica es determinada por integración paso a paso, con la suposición de aceleración constante dentro de un paso.

En este caso el modelo de degradación de rigidez y resistencia es el de *Díaz, Esteva y García (1997)*, y se acepta un comportamiento lineal de la estructura durante el paso de tiempo.

Las correcciones derivadas de estas suposiciones se llevan acabo internamente mediante la adición de una carga virtual que actúa durante un corto tiempo en el siguiente paso para satisfacer la condición de equilibrio dinámico.





Escalamiento de movimientos sísmicos

3.1 Escalamiento de movimientos sísmicos

En un análisis de confiabilidad estructural se busca evaluar la tasa media anual de excedencia de un parámetro que indique el nivel de respuesta sísmica alcanzado por una estructura. En este trabajo el parámetro indicativo del nivel de respuesta alcanzado por una estructura es el desplazamiento relativo máximo de entrepiso *DRME*. Los distintos niveles de respuesta sísmica que alcanza una estructura se presentan cuando esta se ve sometida a eventos sísmicos que pueden tener distinta intensidad, forma espectral y periodo de recurrencia. Cada nivel de respuesta sísmica medido por la *DRME* está asociado a sismos con cierta intensidad, forma espectral y periodo de recurrencia. Por tanto para evaluar los valores de confiabilidad asociados a cada nivel de respuesta sísmica será necesario contar con registros sísmicos que representen tales niveles de respuesta; sin embargo, en la actualidad no se dispone de cantidad suficiente de tales registros. Para suplir esta escasez de registros sísmicos y poder llevar a cabo el análisis de confiabilidad de estructuras se emplea la metodología de escalamiento de registros sísmicos la cual emplea como base las llamadas curvas de peligro sísmico *CPS* y espectros de respuesta de los sismos en consideración ambos elementos las *CPS* y espectros de respuesta se presentan a continuación.





3.2 Curvas de peligro sísmico

De un análisis estadístico de la sismicidad de un lugar *Alamilla* (2002), se construyen curvas de peligro sísmico y que mide la tasa anual de excedencia de una cierta intensidad para un sistema de un grado de libertad con un cierto nivel de amortiguamiento y factor de ductilidad, como las mostradas en la figura 3.1 con un $\mu=1$ y $\xi=5\%$. Por ejemplo para la curva de peligro sísmico correspondiente a un periodo fundamental de vibración de 1s se puede leer en la grafica que una pseudoaceleración S_a de 100 cm/s^2 se excede en promedio **0.13** cada año. Se nota que existe una relación entre el valor de tasa media anual de excedencia (ν) y el tiempo necesario para que en promedio se presente una vez esa pseudoaceleracion, si la tasa anual de excedencia de una S_a de 100 cm/s^2 es de 0.13 significa que tardarán $1/0.13=7.69$ años para que la S_a se presente en promedio una vez. Al tiempo que tarda en promedio presentarse un cierto nivel de S_a se le llama periodo de retorno y se denota por (T_R), la relación que existe entre ν y T_R es $\nu=1/T_R$.

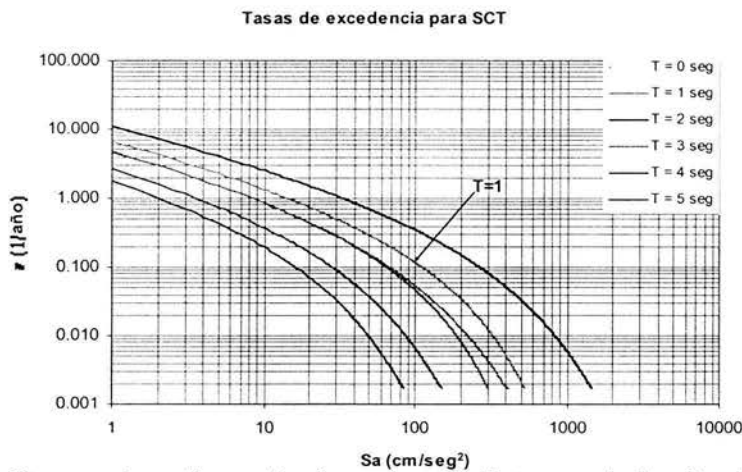


Figura 3.1 Curvas de peligro sísmico para distintos periodos fundamentales

Las curvas de peligro sísmico correspondientes a la estación **SCT**, para periodos fundamentales de 1 y 2 s, $\mu = 1$ y porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi= 5\%$, *Alamilla* (2002), se presentan en la figura 3.1. Una curva de peligro sísmico para el periodo fundamental del edificio analizado en este trabajo corresponde a una curva para un periodo de 1.65s (obtenido de un análisis espectral modal el cuál se compara contra el valor dado por el diseño resultando valores muy semejantes), $\mu=1$ y un factor de amortiguamiento critico $\xi= 5\%$. En otros trabajos se ha evaluado el considerar cambios en el periodo fundamental de vibración del edificio debido a la degradación de rigidez en los elementos estructurales (debido a que la estructura entra en el rango de comportamiento no-lineal), distintos niveles de factor de ductilidad (debido a distintas





demandas de ductilidad en la estructura) y de amortiguamiento. Con base a los resultados obtenidos en ellos se consideró adecuada la adopción de la curva de peligro sísmico con las características antes mencionadas *Chan (2003)*.

La curva para los valores de parámetros $T_0=1.65s$, $\mu=1$ y $\xi= 5\%$, es obtenida por interpolación lineal entre una curva de 1s y una de 2s proporcionadas por *Alamilla (2002)* y se muestra en la figura 3.2.

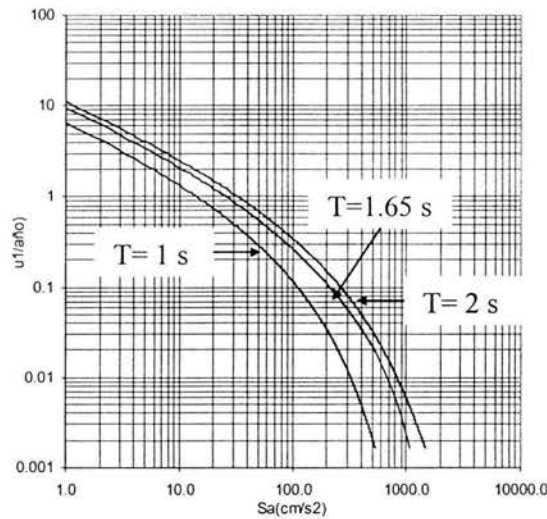


Figura 3.2 Curvas de peligro sísmico para 1s, 1.65s y 2s.

3.3 Espectros de respuesta para los registros sísmicos utilizados considerando $\mu=1$ y $\xi= 5\%$

En la figura 3.3 se muestran los espectros de respuesta obtenidos para una estructura de un grado de libertad considerando un factor de ductilidad $\mu=1$ y un $\xi= 5\%$. En esta figura se ve claramente como la zona con mayores valores de pseudo-aceleración es la comprendida entre periodos de 1.5 y 2.0 s, por lo que la elección de los sismos mencionados en la sección 1.3 es tal que provocará una respuesta en la estructura posiblemente máxima con lo cual la evaluación de la confiabilidad será para una condición posiblemente más desfavorable.



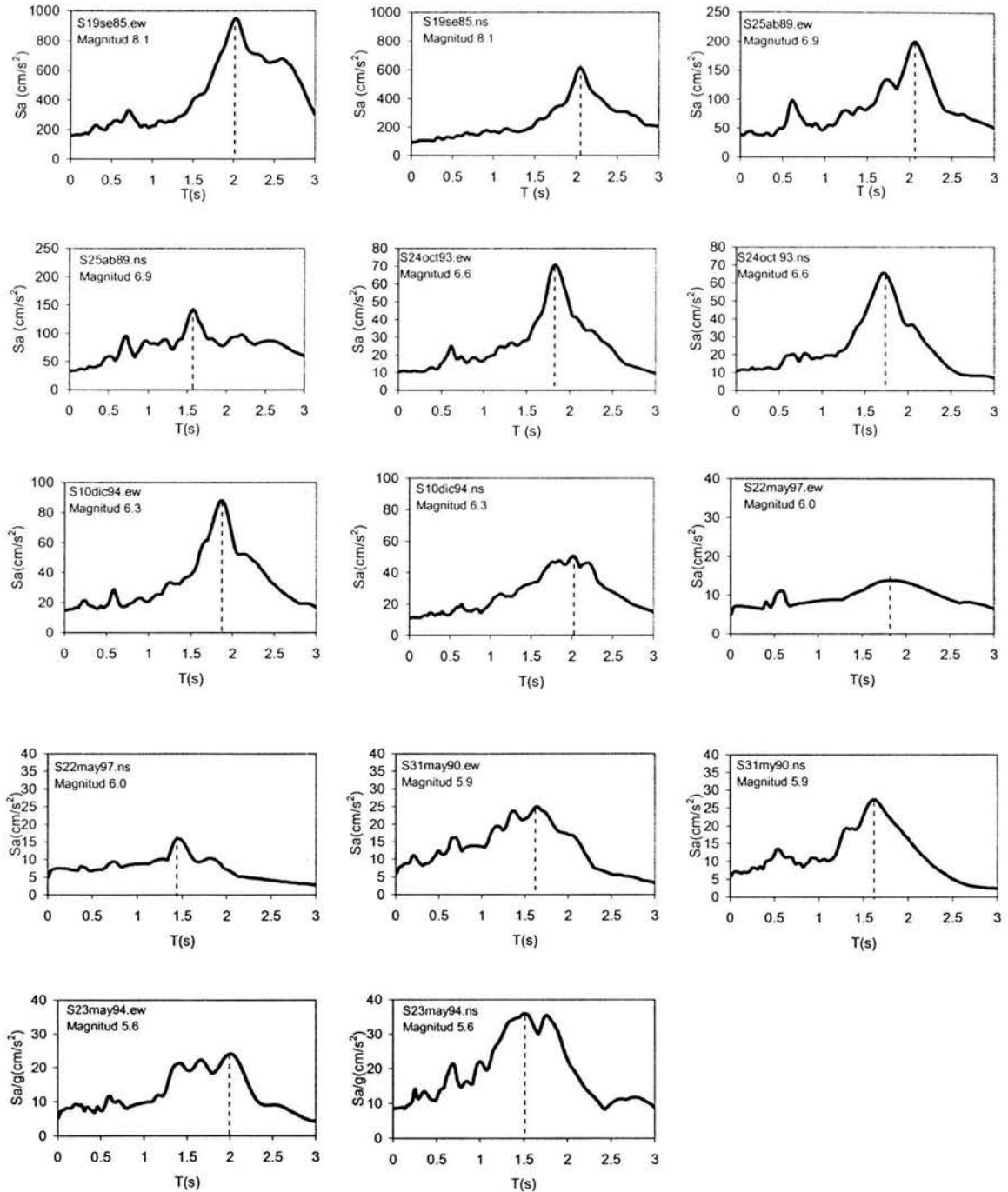


Figura 3.3. Espectros de respuesta lineales para un 5 % de ξ para los 14 sismos empleados en este estudio





3.4 Obtención de factores de escala

A continuación se describe detalladamente el procedimiento para la obtención de factores de escala para poder escalar los registros sísmicos utilizados para el análisis de confiabilidad estructural del edificio.

Procedimiento para la obtención de factores de escala para el escalamiento de los registros sísmicos

El procedimiento para la obtención de un factor de escala es el siguiente *Shome y Cornell, (1999)*:

- 1) Se obtiene el periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura en estudio.
- 2) Se proponen los periodos de retorno (T_R) para los cuales se evaluará el nivel de desempeño alcanzado por la estructura cuando se somete a los eventos sísmicos.
- 3) Para cada periodo de retorno se encuentran sus correspondientes valores de tasas de excedencia anuales ν de una cierta intensidad S_a dadas por la relación 3.1.

$$\nu = \frac{1}{T_R} \quad 3.1$$

- 4) De una curva de peligro sísmico representativa de la sismicidad del sitio de interés y de la respuesta que experimenta un sistema con un grado de libertad con un valor determinado de factor de ductilidad y de factor de amortiguamiento crítico, se obtienen las intensidades asociadas a cada tasa anual de excedencia (S_a de excedencia) relacionada con cada uno de los periodos de retorno considerados tal como se ejemplificó en la sección 3.2 para un $T_R=7.69$ años obteniendo un nivel de de 100 cm/s^2 .
- 5) Se obtienen los espectros de respuesta de los eventos sísmicos considerados en el estudio, para el mismo factor de ductilidad y factor de amortiguamiento crítico que el que se considera en la curva de peligro sísmico
- 6) Con el periodo de la estructura (T_0) se entra a los espectros de respuesta para definir la intensidad espectral correspondiente a este periodo ($S_{a \text{ esp}}$).
- 7) Los factores de escala se calculan obteniendo el cociente de la S_a obtenida de la curva de peligro sísmico $S_{a \text{ exc}}$ y la S_a obtenida a partir del espectro de respuesta $S_{a \text{ esp}}$ como se indica en la ecuación (3.2)

$$F_{\text{esc}} = \frac{(S_a)_{\text{exc}}}{(S_a)_{\text{esp}}} \quad 3.2$$





De esta manera, si se busca estudiar el nivel de respuesta sísmica alcanzado por una estructura cuando se ve sometida a sismos de distinta intensidad, forma espectral y periodo de recurrencia el escalamiento de los registros proporciona una manera de estandarizar la intensidad de los sismos a la dada por la curva de peligro sísmico con ciertas características comunes con la estructura analizada de μ, ξ , y T_0 , ya que ésta representa la sismicidad (se consideraron solo eventos de subducción) del sitio para diferentes periodos de retorno. Para evaluar los niveles de respuesta sísmica alcanzada por la estructura ante distintas intensidades se escalarán los sismos a distintas intensidades las cuales están relacionadas con el periodo de retorno por medio de la expresión $v=1/T_R$, por tanto cuando hablemos de evaluar los valores de **DRME** asociados a una cierta intensidad tambien estaremos en posibilidad de decir que están asociados a un periodo de retorno lo cual es mas común en análisis de confiabilidad. Se obtendrán una serie de factores de escala para cada periodo de retorno, por cada sismo y para cada tipo de modelo analizado.

Los periodos de retorno adoptados en este trabajo son 10, 50, 100, 250, 500, 750 y 1000 años. Los primeros tres se pueden asociar a estados límites de servicio, funcionalidad y falla respectivamente. Los otros cuatro periodos se proponen con fines teóricos, por ejemplo, para conocer la tendencia de las medianas de la medida de daño con intensidades muy grandes.

El factor de escala puede ser igual o diferente que la unidad y siempre es positivo; con ello las ordenadas de un acelerograma que se escala serán mayores o menores que el acelerograma original (Figura 3.4 a,b, y c).

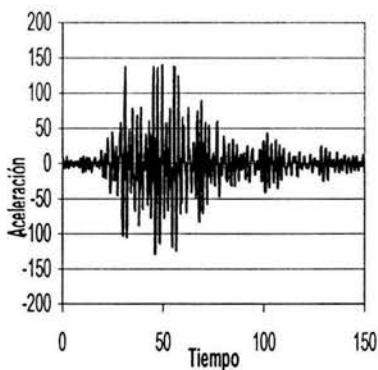


Figura 3.4a sismo escalado
Con un factor de escala > 1

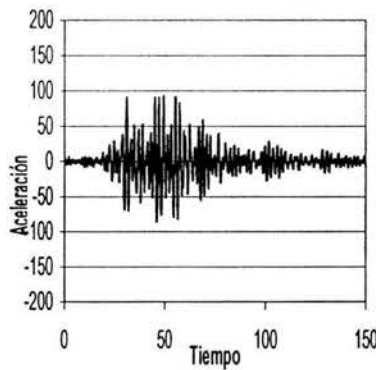


Figura 3.4b sismo sin
escalar

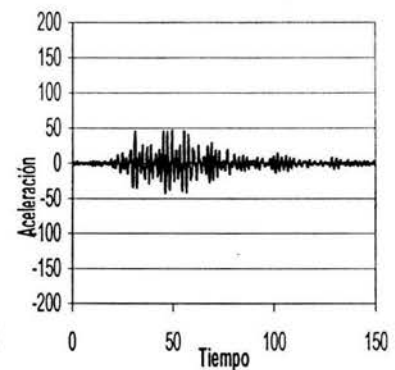


Figura 3.4 c sismo escalado
con un factor de escala < 1





3.5 Factores de escala obtenidos

Los valores de la S_a de excedencia para un periodo fundamental de 1 y 2 s, obtenidas de *Alamilla (2002)*, así como los valores correspondientes de S_a para un periodo fundamental de 1.65s obtenidos de la curva de peligro sísmico para un $T_0=1.65s$ con $\mu=1$ y $\xi=5\%$ para los siete periodos de retorno considerados en este estudio, se muestran en la tabla 3.1. En la tabla 3.2 se muestran en la segunda columna los valores de S_a espectral obtenidos para los 14 sismos empleados en este estudio para un periodo de 1.65s, $\mu=1$ y $\xi=5\%$. Los factores de escala obtenidos aplicando la expresión 3.2 para cada periodo de retorno por cada sismo se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.1 Valores de S_a de excedencia interpolados entre curvas de riesgo sísmico de 1 y 2 s

$T_R=10$	PARA T=1		PARA T=2		PARA T=1.65	
	TR=10	$\nu=0.2$	TR=10	$\nu=0.2$	TR=10	$\nu=0.2$
$(S_a)_{exced} (cm/s^2)=$	111		265.5		211.425	
TR=50	TR=50	$\nu=0.02$	TR=50	$\nu=0.02$	TR=50	$\nu=0.02$
$(S_a)_{exced} (cm/s^2)=$	252		630		497.7	
TR=100	TR=100	$\nu=0.01$	TR=100	$\nu=0.01$	TR=100	$\nu=0.01$
$(S_a)_{exced} (cm/s^2)=$	324.5		831		653.725	
TR=250	TR=250	$\nu=0.004$	TR=250	$\nu=0.004$	TR=250	$\nu=0.004$
$(S_a)_{exced} (cm/s^2)=$	426		1134		886.2	
TR=500	TR=500	$\nu=0.002$	TR=500	$\nu=0.002$	TR=500	$\nu=0.002$
$(S_a)_{exced} (cm/s^2)=$	507.5		1394		1083.725	
TR=750	TR=750	$\nu=0.00133$	TR=750	$\nu=0.00133$	TR=750	$\nu=0.00133$
$(S_a/g)_{exced} (cm/s^2)=$	553.8	300	1547	850	1199.3625	
TR=1000	TR=1000	$\nu=0.001$	TR=1000	$\nu=0.001$	TR=1000	$\nu=0.001$
$(S_a)_{exced} (cm/s^2)=$	600		1700		1315	

Tabla 3.2 Factores de escala para cada T_R por cada sismo

	$(S_a)_{espectral} cm/s^2$	TR=10	TR=50	TR=100	TR=200	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000
S19SE85.EW	462	0.46	1.08	1.41	1.79	1.92	2.35	2.56	2.78
S19SE85.NS	268	0.79	1.86	2.44	3.09	3.31	4.04	4.41	4.79
S25AB89.EW	112	1.89	4.44	5.84	7.38	7.91	9.68	10.56	11.45
S25AB89.NS	124	1.71	4.01	5.27	6.67	7.15	8.74	9.54	10.34
S24OCT93.EW	41.1	5.14	12.11	15.91	20.12	21.56	26.37	28.79	31.2
S24OCT93.NS	59.5	3.55	8.36	10.99	13.9	14.89	18.21	19.88	21.55
S10DIC94.EW	58.4	3.62	8.52	11.19	14.16	15.17	18.56	20.26	21.96
S10DIC94.NS	39.4	5.37	12.63	16.59	20.99	22.49	27.51	30.03	32.55
S22MY97.EW	12.8	16.52	38.88	51.07	64.62	69.23	84.67	92.43	100.2
S22MY97.NS	9.7	21.86	51.47	67.6	85.53	91.64	112.07	122.35	132.63
S31MY90.EW	22.1	9.57	22.52	29.58	37.42	40.1	49.04	53.53	58.03
S31MY90.NS	31	6.82	16.05	21.09	26.68	28.59	34.96	38.16	41.37
S23MY94.EW	27.2	7.77	18.3	24.03	30.41	32.58	39.84	43.5	47.15
S23MY94.NS	25	8.46	19.91	26.15	33.08	35.45	43.35	47.32	51.3





3.6 Espectros de respuesta escalados

Al aplicar la relación $\frac{(S_a)_{\text{excedencia}}}{(S_a)_{\text{espectral}}} = \text{Factor.de.escala}$ para escalar los eventos sísmicos se está multiplicando la $S_{a\text{esp}}$ de cada sismo asociada al periodo fundamental del edificio (1.65s) de tal forma que se iguale con la $S_{a\text{exce}}$ dada por la curva de peligro sísmico para un periodo fundamental de 1.65s; esto para cada periodo de retorno (recordemos que $T_R=1/v$).

Si se grafican los espectros de respuesta resultantes del escalamiento de los eventos sísmicos a la intensidad dada por la curva de peligro sísmico por cada periodo de retorno se debe observar que los espectros coincidan para ese nivel de intensidad, en la figura 3.5 se grafican los espectros de respuesta escalados a un periodo de retorno de 250 años y se observa que coinciden para un valor de 886 cm/s^2 igual al dado por la curva de peligro sísmico para un T_R de 250 años ($v=1/250$) ver tabla 3.1.

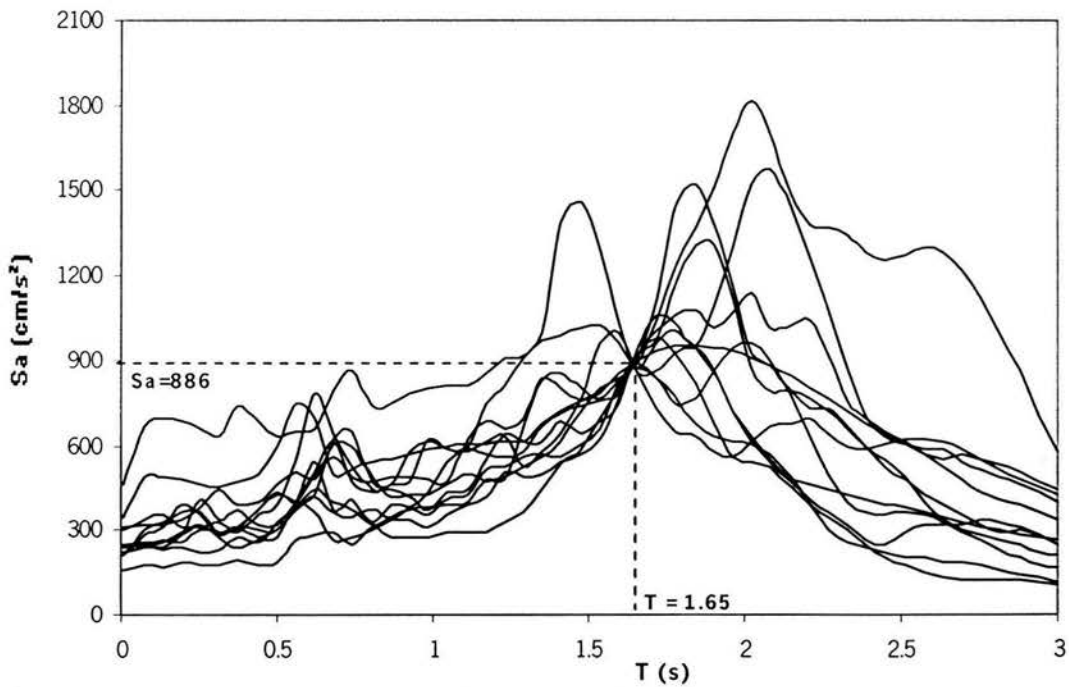


Figura 3.4 Espectros de repuesta elásticos con $\xi=5\%$ escalados a un $T_R = 250$ años





4

Evaluación de los resultados del análisis de la estructura

Los modelos considerados en este estudio son:

1. Modelo con valores nominales en sus propiedades mecánicas de materiales y cargas vivas actuantes y se denota como M10.
2. Modelo con valores medios en sus propiedades mecánicas de materiales y cargas vivas actuantes se denota como M9.
3. Modelos con incertidumbres en sus propiedades mecánicas de materiales y cargas vivas actuantes y formados por ocho modelos (M1-M8). Se señala que se considerará la respuesta promedio de los ocho modelos con incertidumbre para fines de obtener las medianas y desviaciones promedio que se utilizaran para obtener la confiabilidad estructural para estos modelos con incertidumbres..

Estos se someten a cada uno de los catorce sismos considerados en el estudio escalados a cada uno de los siete periodos de retorno considerados y se analiza cada uno (960 análisis paso a paso) utilizando el programa Drain 2D modificado del cual se obtienen los valores de *DRME* asociados a cada uno de los análisis. Una forma de evaluar la respuesta debida a los catorce eventos sísmicos es a través de los estadísticos, mediana y desviación estándar de los logaritmos de los *DRME* los cuales se calculan para cada periodo de retorno.





En este capítulo se presentan los resultados del análisis dinámico de los modelos analizados, así como las expresiones para determinar los estadísticos mediana y desviación estándar.

Distorsiones máximas de entrepiso

La medida de respuesta desplazamiento relativo máximo de entrepiso *DRME* adoptada en este estudio se calcula por medio de la expresión 4.1. Representa el máximo desplazamiento lateral relativo de entrepiso dividido entre la altura del entrepiso.

$$d = \frac{(\delta_{i+1} - \delta_i)_{\text{máx}}}{h_i} \quad 4.1$$

donde $(\delta_{i+1} - \delta_i)_{\text{máx}}$ es el máximo desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos i e $i+1$, h_i es la altura del entrepiso i .

Medianas y desviaciones estándar de los logaritmos de las *DRME*

Para estimar los niveles de respuesta alcanzados para cada periodo de retorno se usa la mediana y desviación estándar del logaritmo natural de las *DRME*. La mediana se define como el exponencial del promedio de los logaritmos naturales de los datos observados *Benjamín, (1970)*, como sigue:

$$\bar{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad 4.2$$

Donde d_j son las distorsiones máximas de entrepiso demandadas por cada sismo, n es el número de observaciones. La dispersión o desviación estándar del logaritmo natural de las observaciones se calcula como:

$$\sigma_{\ln d} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \bar{D})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad 4.3$$

En general, las distorsiones de entrepiso presentan asimetría en sus histogramas, con un máximo hacia la izquierda y se atenúan en la parte derecha del histograma. En ingeniería la función de distribución de probabilidad lognormal es la primera elección en este tipo de histogramas *Shome y Cornell, (1999)*.





4.1 Modelo con valores nominales

4.1.1 Distorsiones relativas máximas de entrepiso

El modelo que representa el edificio con propiedades nominales fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los **DRME** para cada uno de los entrepisos del edificio analizado (15 en este caso) para cada sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 15 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura, las figuras 4.1 a y b muestran gráficamente el valor de DRME alcanzado por el modelo **M10 (modelo nominal)** para los 14 sismos en los siete periodos de retorno.

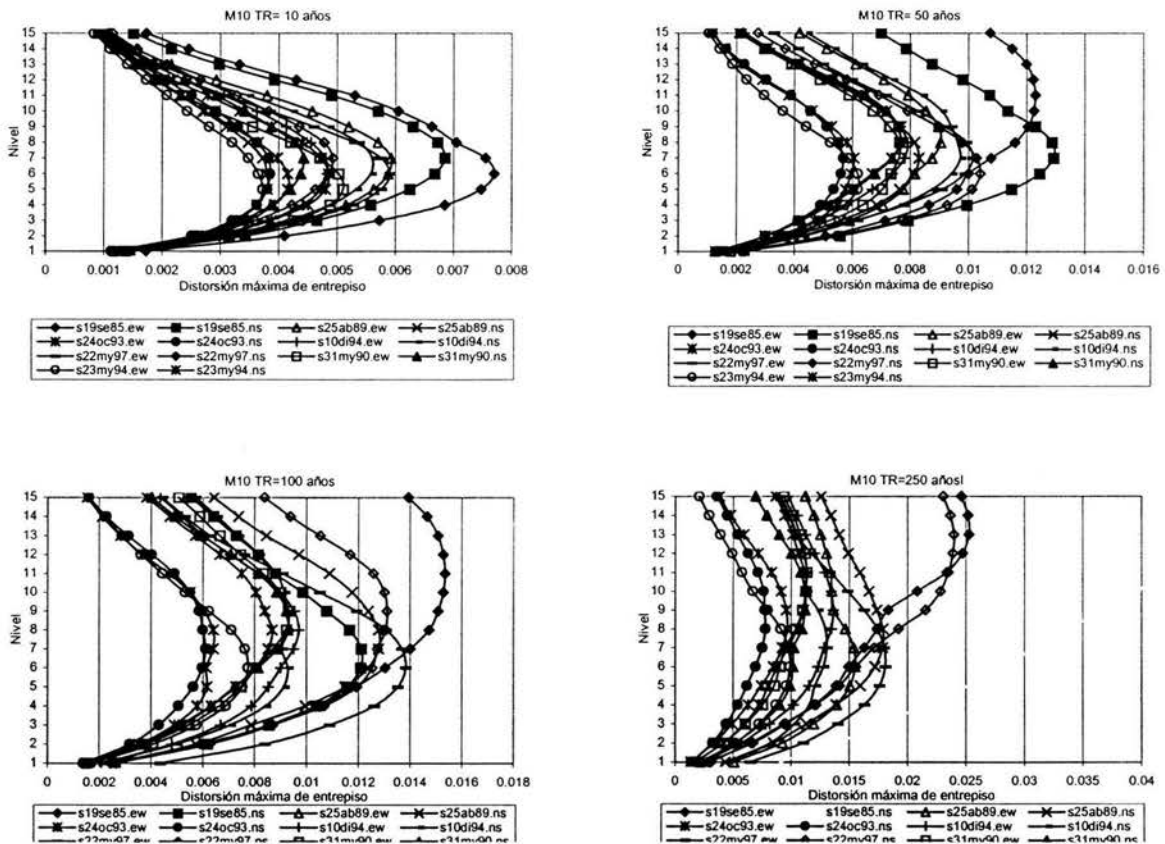


Figura 4.1a Distorsiones relativas de entrepiso para el modelo M10 para cada sismo y para periodos de retorno de 10, 50, 100 y 250 años



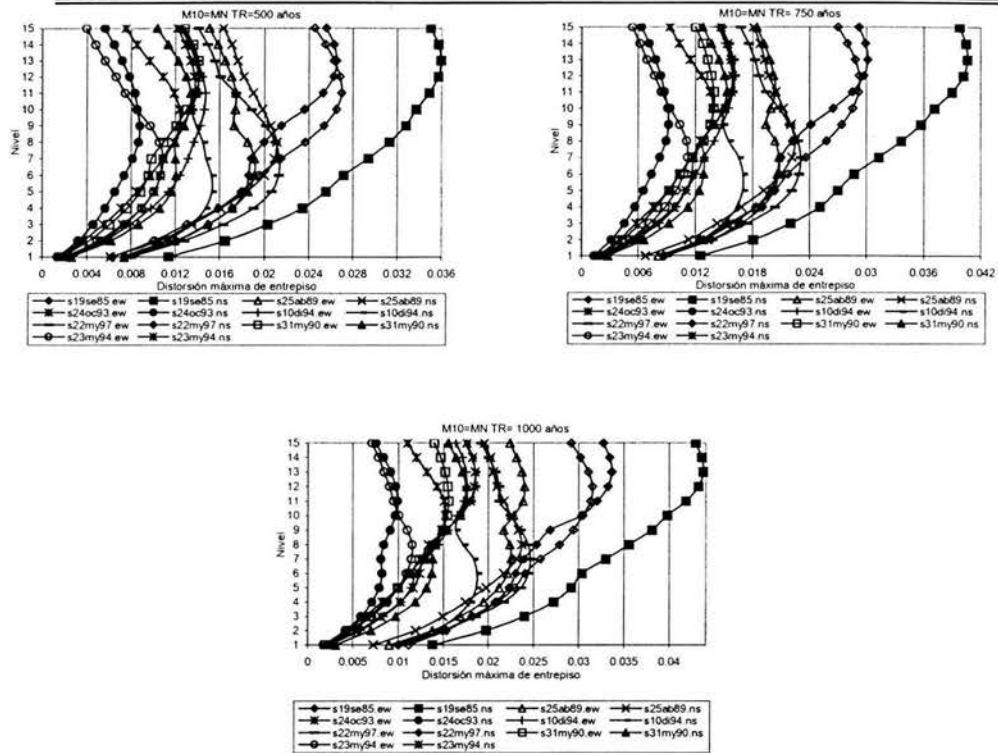


Figura 4.1b Distorsiones relativas de entrepiso para el modelo M10 para cada sismo y para periodos de retorno de 500, 750 y 1000 años.

En esta figura se observa lo siguiente:

1. A medida que el periodo de retorno aumenta y por tanto el valor de S_a la que se somete la estructura el nivel de **DRME** aumenta también.
2. La dispersión en el nivel de **DRME** aumenta a medida que aumenta el periodo de retorno.
3. Para periodos hasta de 100 años la máxima **DRME** se presenta en promedio mayor número de veces en entrepisos centrales y a medida que aumenta el periodo de retorno este máximo se da en entrepisos superiores lo cual indica que para intensidades grandes cuando la estructura posiblemente ha entrado en el rango no lineal de comportamiento hay un mayor número de articulaciones plásticas en pisos superiores posiblemente debido a que en estos entrepisos su coordenada modal en algún modo superior es mayor que las demas.

Los puntos 1 y 2 se pueden cuantificar de manera mas clara una vez que se calculan y grafican los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos de los **DRME** lo que se hace enseguida.





4.1.2 Obtención de la mediana y desviación estándar de las distorsiones

En la tabla 4.1 se muestran los máximos valores de *DRME* para cada sismo por cada periodo de retorno.

Tabla 4.1 Distorsiones relativas máximas de entrepiso para marco nominal por sismo para cada periodo de retorno

Evento sísmico	Perido de retorno						
	TR= 10 años	TR= 50 años	TR= 100 años	Tr= 250 años	TR= 500 años	TR= 750 años	TR = 1000 años
S19SE85.EW	0.00770	0.01298	0.01535	0.02028	0.02653	0.03013	0.03365
S19SE85.NS	0.00685	0.01975	0.01773	0.02683	0.03595	0.04060	0.04375
S25AB89.EW	0.00593	0.00905	0.01210	0.01550	0.01910	0.02075	0.02400
S25AB89.NS	0.00380	0.00830	0.01278	0.01785	0.02110	0.02245	0.02370
s24oct93.ew	0.00485	0.00765	0.00868	0.01128	0.01378	0.01590	0.01848
S24OCT93.NS	0.00385	0.00503	0.00610	0.00780	0.00878	0.00920	0.00990
S10DIC94.EW	0.00483	0.00790	0.00970	0.01330	0.01473	0.01590	0.01753
S10DIC94.NS	0.00560	0.00973	0.00930	0.01303	0.01530	0.01700	0.01875
S22MY97.EW	0.00590	0.01015	0.01383	0.01808	0.02133	0.02303	0.02465
S22MY97.NS	0.00493	0.01040	0.01310	0.02193	0.02698	0.02925	0.03153
S31MY90.EW	0.00510	0.00763	0.00930	0.01120	0.01418	0.01395	0.01558
S31MY90.NS	0.00443	0.00765	0.00928	0.01100	0.01340	0.01530	0.01755
S23MY94.EW	0.00373	0.00618	0.00775	0.00990	0.01088	0.01120	0.01153
S23MY94.NS	0.00415	0.00605	0.00640	0.00963	0.01238	0.01388	0.01523

Aplicando las expresiones 4.2 y 4.3 a las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas para cada uno de los catorce sismos por periodo de retorno tabla 4.1, se obtienen la mediana y desviación estándar de sus logaritmos naturales que se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Mediana y desviaciones del logaritmo natural de las distorsiones relativas máximas de entrepiso por periodo de retorno

Periodo de retorno	TR=10	TR=50	TR=100	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000
Medianas	0.00500	0.00843	0.01032	0.01396	0.01689	0.01838	0.02019
Desviaciones estandar	0.22142	0.25212	0.31832	0.35745	0.39089	0.40712	0.40905





Si se grafican los valores máximos de las *DRME* de entrepiso dadas por la tabla 4.1 contra los valores de pseudo-aceleración correspondiente a cada periodo de retorno (normalizadas con respecto a la gravedad) S_a/g de excedencia obtenidas mediante la curva de peligro sísmico, así como las medianas obtenidas también para cada periodo de retorno se obtiene la gráfica mostrada en la figura 4.2 .

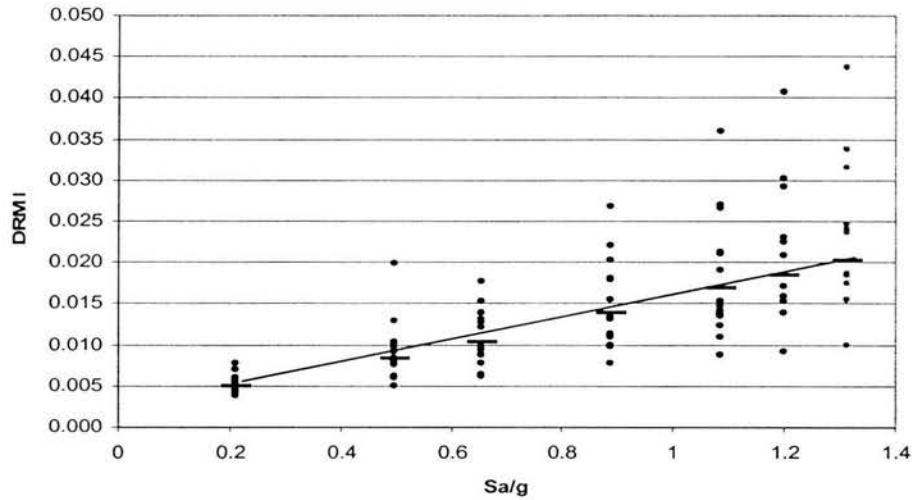


Figura 4.2 Valores máximos de DRME para cada sismo y medianas para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno para el modelo M10

En la figura 4.3 se muestran las desviaciones estándar de los logaritmos de las *DRME* para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno.

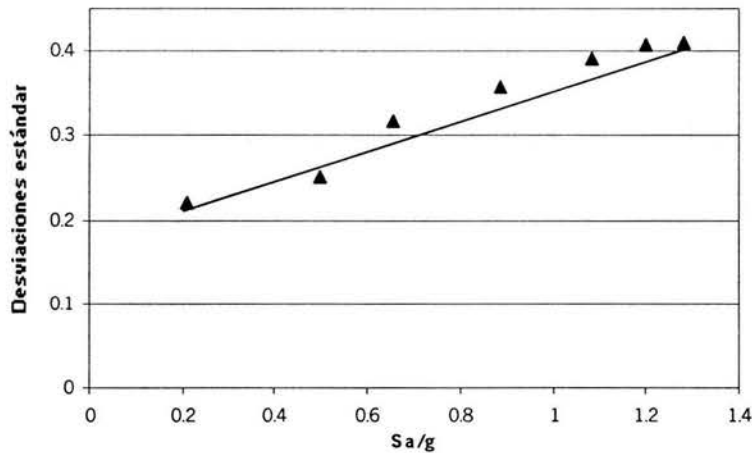


Figura 4.3 Desviaciones estándar de los DREM para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno





En las figuras 4.2 y 4.3 se puede observar claramente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar S_a/g .

4.2 Modelo con valores medios

4.2.1 Distorsiones relativas máximas de entrepiso

El modelo que representa el edificio con propiedades medias fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los **DRME** para cada uno de los entrepisos del edificio analizado (15 en este caso) para cada sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 15 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura, las figuras 4.1 a y b muestran gráficamente el valor de DRME alcanzado por el modelo **M9 (modelo medio)** para los 14 sismos en los siete periodos de retorno.

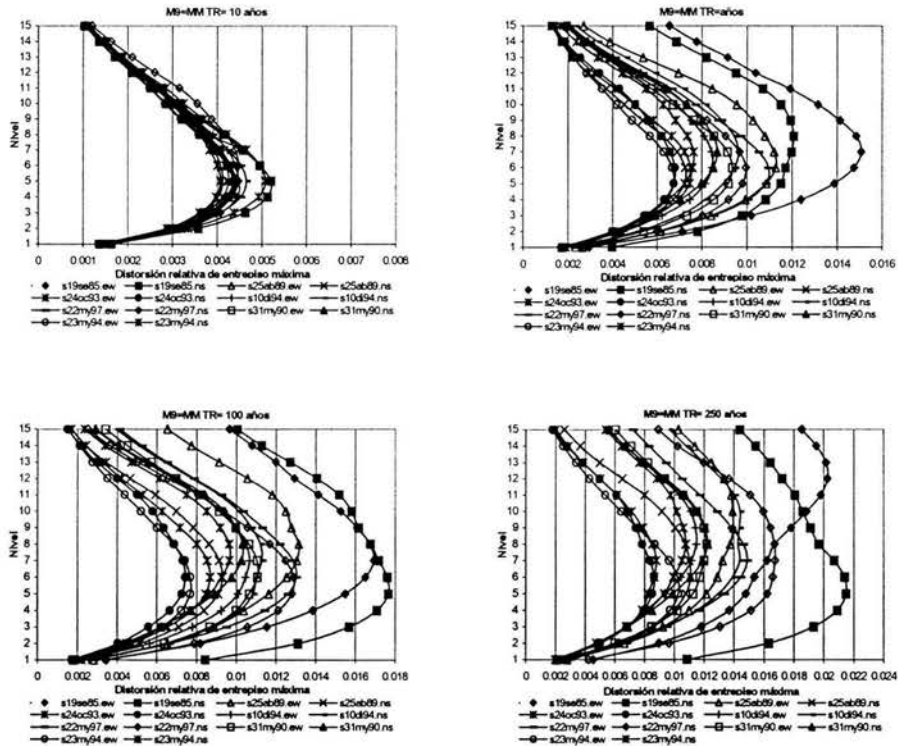


Figura 4.4 a Distorsiones relativas máximas de entrepiso del modelo M9 para los catorce sismos para los periodos de retorno de 10, 50, 100 y 250 años



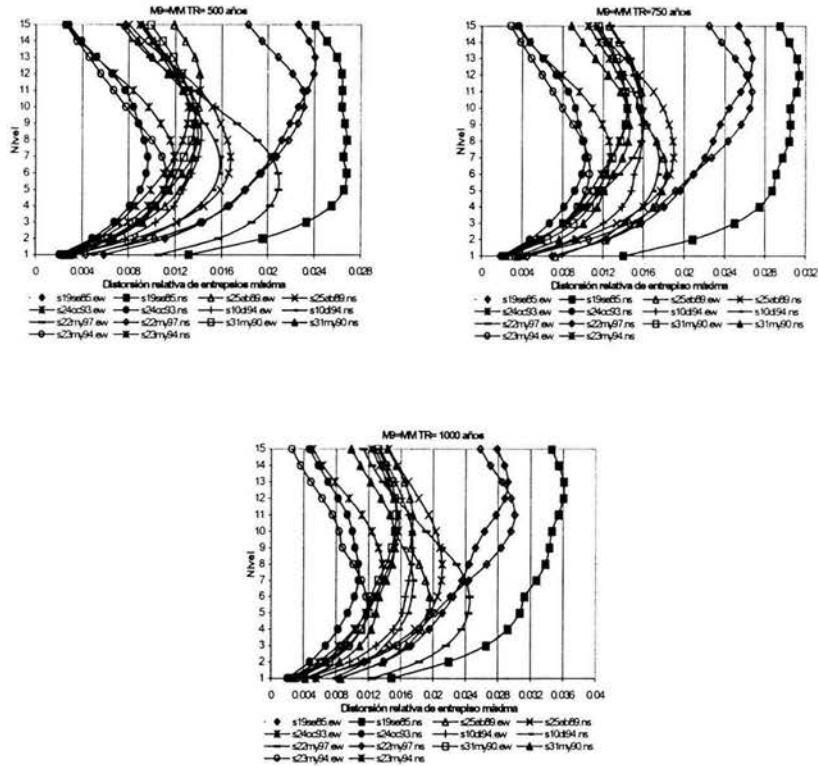


Tabla 4.4b Distorsiones relativas máximas de entrepiso del modelo M9 para los catorce sismos para los periodos de retorno de 500, 750 y 1000 años

Los mismos puntos que los señalados para el modelo M10 se observan en las figura 4.4a y b, por lo tanto se procederá directamente al cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos de las *DRME*.

4.2.2 Obtención de la mediana y desviación estándar de las distorsiones

En la tabla 4.3 se muestran los máximos valores de *DRME* para cada sismo por cada periodo de retorno.





Tabla 4.3 Distorsiones relativas máximas de entrepiso para marco nominal por sismo para cada periodo de retorno

Eventos sísmico	Periodo de retorno						
	TR= 10 años	TR= 50 años	TR= 100 años	Tr= 250 años	TR= 500 años	TR= 750 años	TR = 1000 años
S19SE85.EW	0.004475	0.015075	0.016925	0.02025	0.02405	0.026725	0.0292
S19SE85.NS	0.00520	0.01208	0.01765	0.02148	0.02680	0.03135	0.03608
S25AB89.EW	0.00520	0.01128	0.01315	0.01395	0.01410	0.01825	0.01958
S25AB89.NS	0.00425	0.00725	0.00930	0.01110	0.01675	0.01895	0.02113
s24oct93.ew	0.00508	0.00763	0.00965	0.01078	0.01310	0.01445	0.01570
S24OCT93.NS	0.00440	0.00680	0.00743	0.00865	0.00963	0.01023	0.01075
S10DIC94.EW	0.00448	0.00845	0.01065	0.01148	0.01420	0.01583	0.01745
S10DIC94.NS	0.00465	0.00963	0.01128	0.01440	0.01580	0.01753	0.01753
S22MY97.EW	0.00435	0.01095	0.01303	0.01488	0.02090	0.01603	0.02450
S22MY97.NS	0.00448	0.00995	0.01288	0.01673	0.02310	0.02670	0.03005
S31MY90.EW	0.00440	0.00935	0.01105	0.01218	0.01365	0.01438	0.01535
S31MY90.NS	0.00435	0.00868	0.01030	0.01223	0.01390	0.01463	0.01523
S23MY94.EW	0.00413	0.00675	0.00768	0.01028	0.01123	0.01065	0.01178
S23MY94.NS	0.00408	0.00750	0.00868	0.00880	0.01188	0.01273	0.01370

Aplicando las expresiones 4.2 y 4.3 a las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas para cada uno de los catorce sismos por periodo de retorno tabla 4.3, se obtienen la mediana y desviación estándar de sus logaritmos naturales que se muestran en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Mediana y desviaciones del logaritmo natural de las distorsiones relativas máximas de entrepiso por periodo de retorno

Periodo de retorno	TR=10	TR=50	TR=100	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000
Medianas	0.00452	0.00913	0.011037	0.01288	0.01564	0.01681	0.0186
Desviación estándar	0.0789	0.2364	0.26101	0.2775	0.3065	0.3335	0.3598

Si se grafican los valores máximos de las *DRME* de entrepiso dadas por la tabla 4.3 contra los valores de pseudo-aceleración correspondiente a cada periodo de retorno (normalizadas con respecto a la gravedad) S_a/g excedencia obtenidas mediante la curva de peligro sísmico, así como las medianas obtenidas también para cada periodo de retorno se obtiene la gráfica mostrada en la figura 4.5.



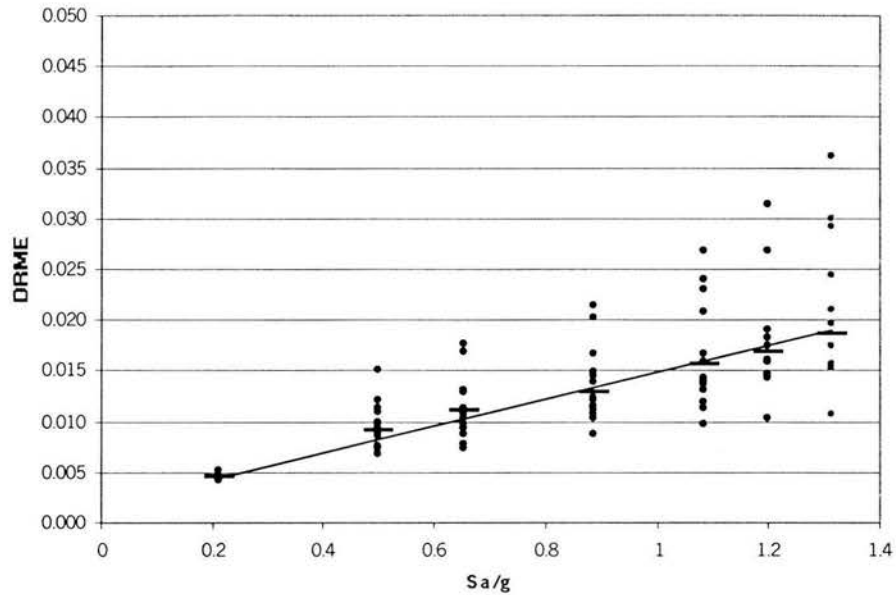


Figura 4.5 Valores máximos de *DRME* para cada sismo y medianas para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno para el modelo M9

En la figura 4.3 se muestran las desviaciones estándar de los logaritmos de las *DRME* para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno

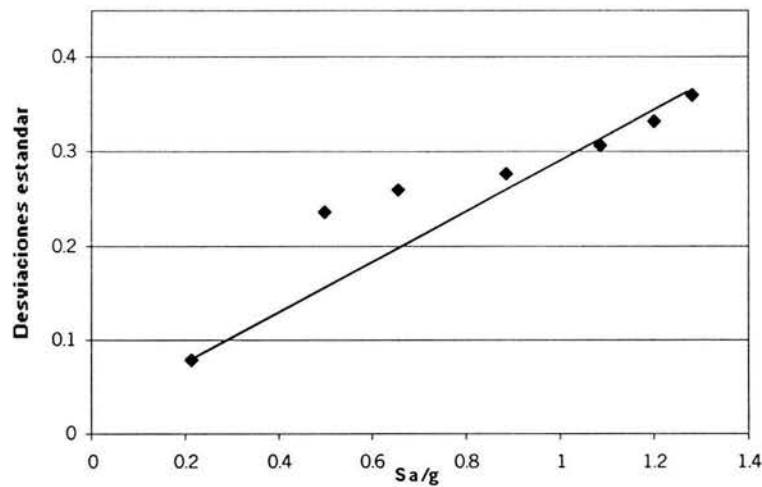


Figura 4.6 Desviaciones de los DREM





En las figuras 4.5 y 4.6 se puede observar claramente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar S_a/g .

4.3 Modelos con valores inciertos

4.3.1 Obtención de las distorsiones máximas relativas de entrepiso

Los modelos que representan el edificio con propiedades inciertas fueron analizados para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron para cada modelo (ocho modelos M1-M8) las *DRME* para cada uno de los entrepisos del edificio analizado (15 en este caso) para cada sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 15 valores se tomo el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura, las figuras 4.7 a y b muestran gráficamente el valor de *DRME* alcanzado por el modelo M5 (uno de los ocho modelos con incertidumbres) para los 14 sismos en los siete periodos de retorno.

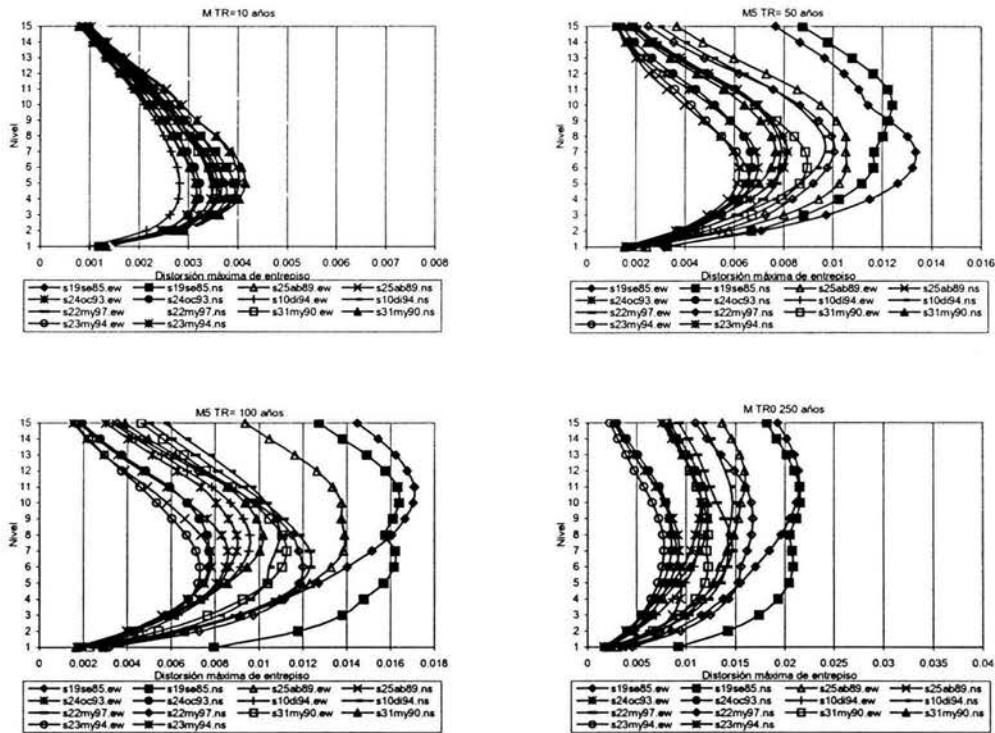


Figura 4.7.a Distorsiones relativas de entrepiso máximas para el modelo M5 por sismo para los periodos de retorno de 10, 50, 100 y 250 años



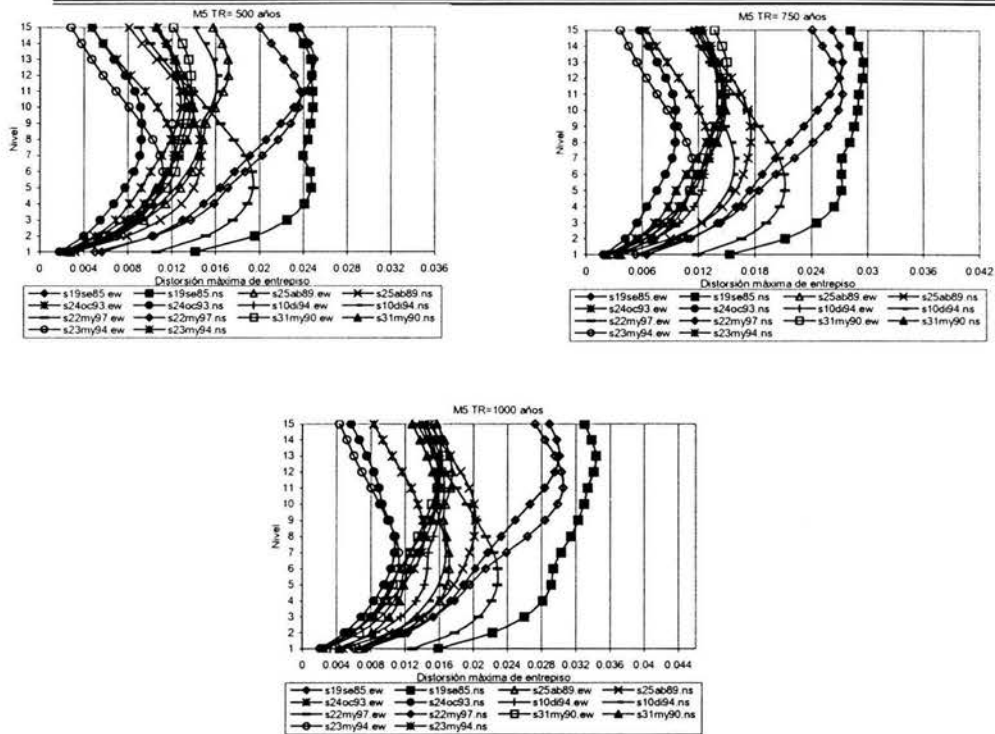


Figura 4.7 b Distorsiones relativas de entrepiso máximas para el modelo M5 por sismo para los periodos de retorno de 500, 750, 100 y 1000 años.

Los mismos puntos que los señalados para el modelo M10 y M9 se observan en las figuras 4.4a y b, por lo tanto se procederá directamente al cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos de las **DRME**.

4.3.2 Obtención de la mediana y desviación estándar de las distorsiones

En la tabla 4.5 se muestran los máximos valores de **DRME** para los ocho modelos con incertidumbres para cada sismo por cada periodo de retorno.





Tabla 4.5 Distorsiones relativas máximas de entrepiso para los modelos con incertidumbres (M1-M8) en valores de propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes, por sismo y para cada periodo de retorno

Modelo	Evento	TR=10	TR=50	TR=100	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000	Modelo	Evento	TR=10	TR=50	TR=100	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000
M1	s19se86.ew	0.0044	0.0134	0.0162	0.0200	0.0253	0.0279	0.0299	M5	s19se86.ew	0.0038	0.0134	0.0171	0.0215	0.0250	0.0273	0.0301
	s19se86.ns	0.0055	0.0122	0.0168	0.0213	0.0299	0.0339	0.0383		s19se86.ns	0.0039	0.0124	0.0164	0.0215	0.0248	0.0296	0.0344
	s25ab89.ew	0.0037	0.0109	0.0121	0.0133	0.0155	0.0171	0.0188		s25ab89.ew	0.0032	0.0106	0.0139	0.0160	0.0172	0.0145	0.0175
	s25ab89.ns	0.0038	0.0064	0.0083	0.0127	0.0175	0.0195	0.0214		s25ab89.ns	0.0040	0.0062	0.0078	0.0095	0.0147	0.0175	0.0203
	s24oc963.ew	0.0044	0.0072	0.0089	0.0106	0.0135	0.0146	0.0158		s24oc963.ew	0.0032	0.0082	0.0090	0.0115	0.0128	0.0145	0.0160
	s24oc93.ns	0.0035	0.0062	0.0068	0.0075	0.0093	0.0098	0.0102		s24oc93.ns	0.0032	0.0067	0.0077	0.0085	0.0092	0.0096	0.0108
	s10di94.ew	0.0037	0.0078	0.0094	0.0110	0.0144	0.0162	0.0176		s10di94.ew	0.0028	0.0081	0.0096	0.0116	0.0132	0.0148	0.0166
	s10di94.ns	0.0040	0.0089	0.0112	0.0126	0.0145	0.0152	0.0161		s10di94.ns	0.0035	0.0097	0.0110	0.0147	0.0161	0.0158	0.0168
	s22my97.ew	0.0042	0.0099	0.0118	0.0163	0.0199	0.0215	0.0233		s22my97.ew	0.0036	0.0079	0.0123	0.0147	0.0194	0.0212	0.0228
	s22my97.ns	0.0048	0.0094	0.0121	0.0193	0.0258	0.0285	0.0310		s22my97.ns	0.0057	0.0101	0.0120	0.0167	0.0237	0.0273	0.0305
	s31my90.ew	0.0038	0.0088	0.0097	0.0113	0.0134	0.0150	0.0165		s31my90.ew	0.0036	0.0090	0.0113	0.0123	0.0137	0.0150	0.0163
	s31my90.ns	0.0038	0.0057	0.0095	0.0115	0.0132	0.0142	0.0154		s31my90.ns	0.0042	0.0075	0.0102	0.0122	0.0140	0.0149	0.0157
s23my94.ew	0.0037	0.0059	0.0073	0.0067	0.0088	0.0107	0.0118	s23my94.ew	0.0037	0.0066	0.0073	0.0078	0.0112	0.0114	0.0113		
s23my94.ns	0.0037	0.0068	0.0075	0.0101	0.0120	0.0132	0.0145	s23my94.ns	0.0035	0.0070	0.0086	0.0093	0.0122	0.0132	0.0143		
M2	s19se86.ew	0.0068	0.0129	0.0145	0.0130	0.0230	0.0267	0.0308	M6	s19se86.ew	0.0047	0.0150	0.0173	0.0212	0.0245	0.0267	0.0300
	s19se86.ns	0.0068	0.0128	0.0170	0.0170	0.0302	0.0343	0.0388		s19se86.ns	0.0048	0.0125	0.0167	0.0206	0.0265	0.0298	0.0350
	s25ab89.ew	0.0057	0.0093	0.0108	0.0095	0.0182	0.0202	0.0220		s25ab89.ew	0.0049	0.0113	0.0140	0.0155	0.0160	0.0180	0.0193
	s25ab89.ns	0.0035	0.0065	0.0422	0.0108	0.0204	0.0217	0.0227		s25ab89.ns	0.0043	0.0074	0.0081	0.0106	0.0154	0.0180	0.0202
	s24oc963.ew	0.0048	0.0078	0.0083	0.0082	0.0130	0.0145	0.0162		s24oc963.ew	0.0049	0.0084	0.0089	0.0120	0.0128	0.0143	0.0157
	s24oc93.ns	0.0041	0.0053	0.0061	0.0061	0.0089	0.0092	0.0092		s24oc93.ns	0.0045	0.0072	0.0079	0.0088	0.0102	0.0107	0.0113
	s10di94.ew	0.0048	0.0081	0.0092	0.0092	0.0144	0.0149	0.0157		s10di94.ew	0.0046	0.0089	0.0110	0.0125	0.0141	0.0154	0.0170
	s10di94.ns	0.0053	0.0096	0.0096	0.0126	0.0148	0.0148	0.0184		s10di94.ns	0.0047	0.0101	0.0115	0.0155	0.0157	0.0173	0.0182
	s22my97.ew	0.0054	0.0098	0.0133	0.0107	0.0213	0.0229	0.0246		s22my97.ew	0.0047	0.0110	0.0136	0.0157	0.0205	0.0224	0.0242
	s22my97.ns	0.0053	0.0099	0.0126	0.0126	0.0249	0.0273	0.0298		s22my97.ns	0.0043	0.0102	0.0128	0.0165	0.0223	0.0258	0.0295
	s31my90.ew	0.0047	0.0079	0.0092	0.0092	0.0128	0.0131	0.0145		s31my90.ew	0.0044	0.0095	0.0117	0.0128	0.0144	0.0150	0.0158
	s31my90.ns	0.0043	0.0077	0.0093	0.0093	0.0123	0.0137	0.0155		s31my90.ns	0.0045	0.0087	0.0111	0.0128	0.0146	0.0154	0.0162
s23my94.ew	0.0037	0.0060	0.0078	0.0078	0.0106	0.0110	0.0115	s23my94.ew	0.0043	0.0071	0.0081	0.0086	0.0122	0.0125	0.0120		
s23my94.ns	0.0041	0.0065	0.0076	0.0065	0.0119	0.0132	0.0145	s23my94.ns	0.0043	0.0077	0.0093	0.0099	0.0124	0.0132	0.0140		
M3	s19se86.ew	0.0041	0.0139	0.0161	0.0162	0.0242	0.0271	0.0299	M7	s19se86.ew	0.0071	0.0133	0.0157	0.0222	0.0269	0.0289	0.0317
	s19se86.ns	0.0044	0.0119	0.0170	0.0170	0.0270	0.0311	0.0355		s19se86.ns	0.0071	0.0141	0.0150	0.0241	0.0334	0.0371	0.0415
	s25ab89.ew	0.0035	0.0110	0.0132	0.0132	0.0152	0.0167	0.0183		s25ab89.ew	0.0059	0.0104	0.0113	0.0145	0.0175	0.0191	0.0209
	s25ab89.ns	0.0040	0.0066	0.0088	0.0088	0.0163	0.0186	0.0207		s25ab89.ns	0.0036	0.0077	0.0095	0.0161	0.0205	0.0224	0.0241
	s24oc963.ew	0.0040	0.0077	0.0093	0.0093	0.0131	0.0146	0.0159		s24oc963.ew	0.0051	0.0081	0.0093	0.0109	0.0136	0.0147	0.0159
	s24oc93.ns	0.0036	0.0066	0.0073	0.0073	0.0095	0.0090	0.0108		s24oc93.ns	0.0044	0.0058	0.0066	0.0080	0.0093	0.0098	0.0103
	s10di94.ew	0.0034	0.0083	0.0100	0.0100	0.0137	0.0155	0.0173		s10di94.ew	0.0052	0.0088	0.0095	0.0126	0.0157	0.0168	0.0179
	s10di94.ns	0.0039	0.0093	0.0102	0.0142	0.0150	0.0159	0.0166		s10di94.ns	0.0055	0.0093	0.0118	0.0135	0.0148	0.0155	0.0170
	s22my97.ew	0.0040	0.0101	0.0123	0.0123	0.0200	0.0217	0.0234		s22my97.ew	0.0052	0.0108	0.0121	0.0134	0.0206	0.0219	0.0240
	s22my97.ns	0.0050	0.0096	0.0123	0.0123	0.0246	0.0277	0.0305		s22my97.ns	0.0056	0.0103	0.0129	0.0199	0.0272	0.0301	0.0317
	s31my90.ew	0.0038	0.0090	0.0109	0.0109	0.0134	0.0144	0.0158		s31my90.ew	0.0048	0.0089	0.0097	0.0117	0.0141	0.0157	0.0175
	s31my90.ns	0.0041	0.0082	0.0102	0.0102	0.0135	0.0143	0.0151		s31my90.ns	0.0047	0.0081	0.0096	0.0118	0.0133	0.0144	0.0160
s23my94.ew	0.0039	0.0064	0.0069	0.0069	0.0105	0.0102	0.0111	s23my94.ew	0.0040	0.0067	0.0065	0.0091	0.0112	0.0122	0.0128		
s23my94.ns	0.0037	0.0071	0.0083	0.0083	0.0120	0.0131	0.0142	s23my94.ns	0.0043	0.0071	0.0073	0.0098	0.0119	0.0133	0.0147		
M4	s19se86.ew	0.0072	0.0125	0.0138	0.0187	0.0238	0.0274	0.0318	M8	s19se86.ew	0.0052	0.0139	0.0159	0.0203	0.0263	0.0286	0.0305
	s19se86.ns	0.0070	0.0133	0.0168	0.0244	0.0319	0.0367	0.0419		s19se86.ns	0.0069	0.0124	0.0166	0.0215	0.0310	0.0352	0.0392
	s25ab89.ew	0.0058	0.0097	0.0101	0.0145	0.0179	0.0198	0.0216		s25ab89.ew	0.0049	0.0109	0.0122	0.0127	0.0163	0.0179	0.0196
	s25ab89.ns	0.0037	0.0069	0.0107	0.0163	0.0202	0.0216	0.0230		s25ab89.ns	0.0041	0.0059	0.0087	0.0132	0.0178	0.0199	0.0221
	s24oc963.ew	0.0050	0.0081	0.0087	0.0110	0.0133	0.0146	0.0163		s24oc963.ew	0.0053	0.0076	0.0094	0.0106	0.0135	0.0147	0.0158
	s24oc93.ns	0.0042	0.0055	0.0062	0.0078	0.0091	0.0095	0.0099		s24oc93.ns	0.0042	0.0062	0.0069	0.0083	0.0094	0.0100	0.0105
	s10di94.ew	0.0050	0.0085	0.0091	0.0130	0.0150	0.0157	0.0165		s10di94.ew	0.0047	0.0085	0.0099	0.0116	0.0146	0.0163	0.0177
	s10di94.ns	0.0055	0.0097	0.0105	0.0127	0.0145	0.0162	0.0178		s10di94.ns	0.0046	0.0092	0.0119	0.0131	0.0150	0.0157	0.0164
	s22my97.ew	0.0054	0.0102	0.0132	0.0177	0.0210	0.0226	0.0242		s22my97.ew	0.0046	0.0106	0.0123	0.0137	0.0203	0.0224	0.0235
	s22my97.ns	0.0056	0.0101	0.0125	0.0197	0.0255	0.0280	0.0306		s22my97.ns	0.0048	0.0099	0.0126	0.0186	0.0258	0.0288	0.0314
	s31my90.ew	0.0048	0.0083	0.0094	0.0114	0.0134	0.0148	0.0145		s31my90.ew	0.0045	0.0091	0.0100	0.0116	0.0134	0.0149	0.0166
	s31my90.ns	0.0046	0.0079	0.0094	0.0113	0.0127	0.0140	0.0156		s31my90.ns	0.0043	0.0087	0.0098	0.0118	0.0134	0.0143	0.0154
s23my94.ew	0.0039	0.0065	0.0081	0.0077	0.0110	0.0115	0.0119	s23my94.ew	0.0040	0.0064	0.0069	0.0099	0.0092	0.0113	0.0125		
s23my94.ns	0.0043	0.0068	0.0069	0.0094	0.0118	0.0132	0.0147	s23my94.ns	0.0039	0.0072	0.0079	0.0101	0.0119	0.0130	0.0142		





Aplicando las expresiones 4.2 y 4.3 a las distorsiones máximas de entrepiso *DRME* obtenidas de los ocho modelos con incertidumbres para cada uno de los catorce sismos por periodo de retorno tabla 4.5, se obtienen la mediana y desviación estándar promedio de los logaritmos naturales de las *DRME* que se muestran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Mediana y desviaciones promedio del logaritmo natural de las distorsiones relativas máximas de entrepiso por periodo de retorno

Periodo de retorno	TR=10	TR=50	TR=100	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000
Medianas M1-M8	0.00444	0.00868	0.01039	0.01226	0.01590	0.01732	0.01875
Desviación estándar M1-M8	0.19091	0.24554	0.26544	0.31682	0.33253	0.34977	0.36048

Si se grafican los valores máximos de las *DRME* de entrepiso dadas por la tabla 4.5 contra los valores de pseudo-aceleración correspondiente a cada periodo de retorno (normalizadas con respecto a la gravedad) S_a/g obtenidas mediante la curva de peligro sísmico, así como las medianas obtenidas también para cada periodo de retorno (tabla 4.6) se obtiene la gráfica mostrada en la figura 4.8.

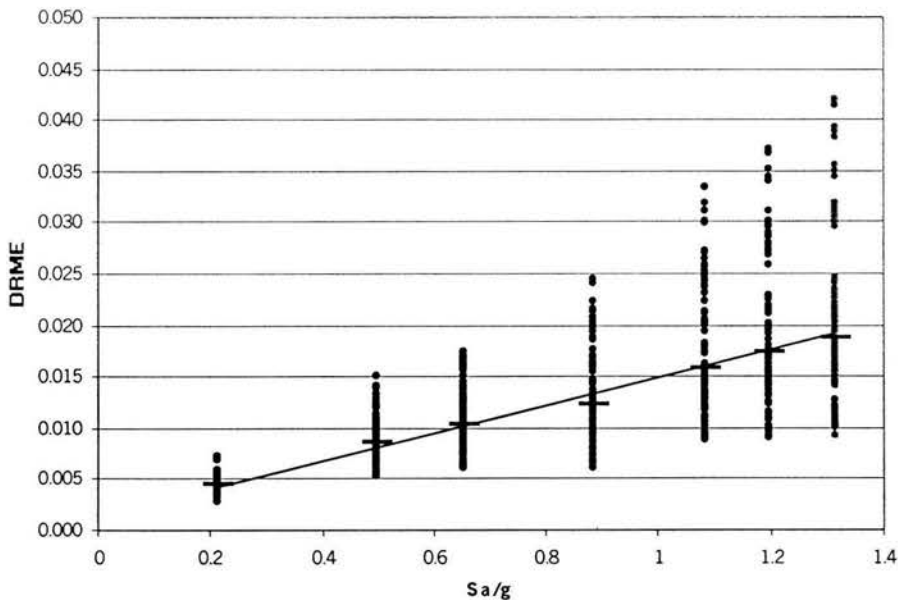


Figura 4.8 Valores máximos de DRME para cada sismo y medianas para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno para los modelos (M1-M8)





En la figura 4.9 se muestran las desviaciones estándar promedio de los logaritmos de las *DRME* para las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno

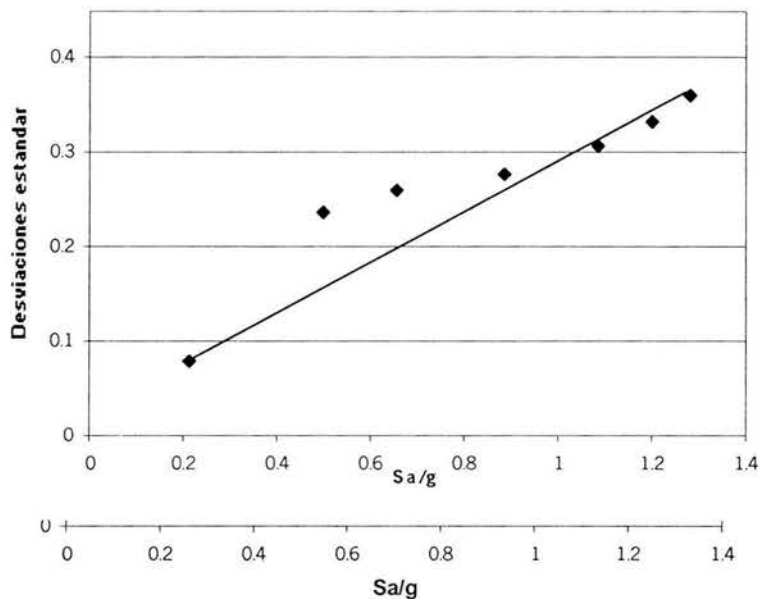


Figura 4.9 Desviaciones de los DREM

En las figuras 4.8 y 4.9 se puede observar claramente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar S_a/g .





4.4 Comparación de medianas y desviaciones obtenidas para los tres tipos de modelos considerados

En la tabla 4.7 se muestran las medianas y desviaciones para los modelos nominal, medio y con incertidumbres.

Tabla 4.7 Mediana y desviaciones estándar para los modelos valores de propiedades nominales, medias e inciertas por periodo de retorno

Periodo de retorno	TR=10	TR=50	TR=100	TR=250	TR=500	TR=750	TR=1000
Medianas M10	0.00500	0.00843	0.01032	0.01396	0.01689	0.01838	0.02019
Medianas M9	0.00452	0.00913	0.01104	0.01288	0.01564	0.01682	0.01867
Medianas M1-M8	0.00444	0.00868	0.01039	0.01226	0.01590	0.01732	0.01875
Des. est. M10	0.2212	0.25212	0.31832	0.35745	0.39089	0.40712	0.40905
Des. est. M9	0.07897	0.23679	0.26106	0.27759	0.30655	0.33351	0.35984
Des. Est. M1-M8	0.19091	0.24554	0.26544	0.31682	0.33253	0.34977	0.36048

La gráfica de las medianas de las *DRME* para todos los modelos se presentan en la figura 4.10.

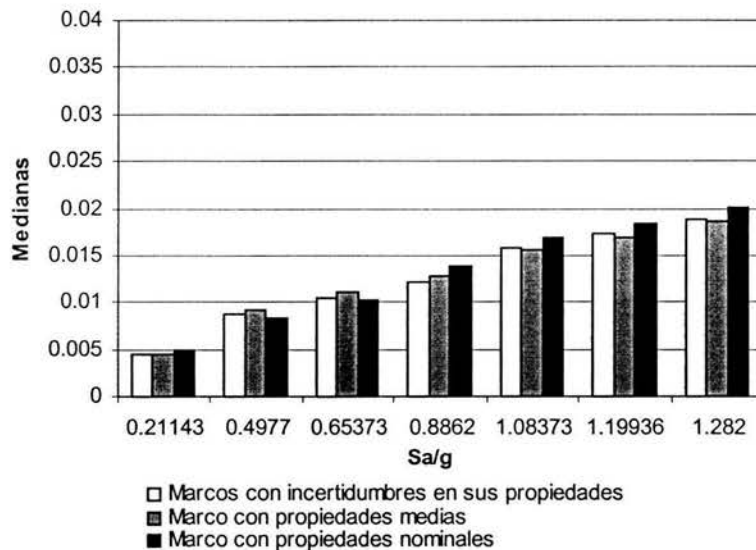


Figura 4.10 Medianas para los modelos con valores nominales, medias e inciertas de propiedades mecánicas de materiales y de cargas vivas actuantes





La gráfica de las desviaciones de las *DRME* para todos los modelos se presentan en la figura 4.11.

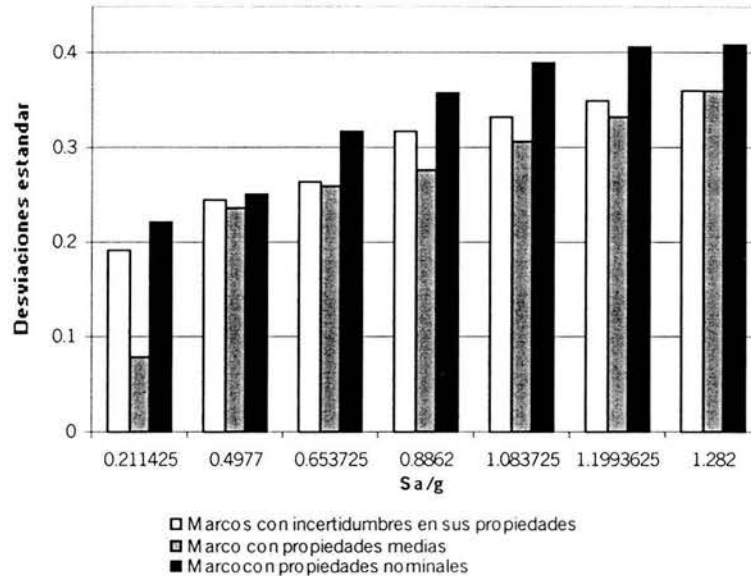


Figura 4.11 Desviaciones estándar para los modelos con valores nominales, medias e inciertas de propiedades mecánicas de materiales y de cargas vivas actuantes

Se observa de las figuras 4.10 y 4.11 de manera clara que:

1. Al aumentar el nivel de intensidad Sa/g tanto la mediana como la desviación estándar de las *DRME* también aumentan para los tres tipos de modelos considerados.
2. Que los valores de medianas para prácticamente todos los niveles de intensidad considerados se presentan con un mayor valor en el modelo con propiedades nominales mientras que los correspondientes a los modelos medio e incierto son muy parecidos.
3. Que los valores de desviación estándar para todas las intensidades consideradas son mayores en el modelo nominal, incierto y medio respectivamente.

Como los valores de los estadísticos mediana y desviación forman parte de la base para el cálculo de la confiabilidad estructural asociada a distintos niveles de *DRME* se retomarán posteriormente los puntos observados aquí cuando se evalúe la confiabilidad estructural de los tres casos de modelos estudiados.





Obtención de curvas de confiabilidad estructural

5.1 Método utilizado para evaluar la confiabilidad estructural

En la sección 1.1 se planteó como objetivo de este estudio obtener de los valores de confiabilidad estructural sísmica para el edificio analizada (considerando valores nominales, medios e inciertos en propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes en el edificio) para los distintos valores de *DRME* que se pueden presentar en el edificio cuando es sometido a la acción de eventos sísmicos escalados a distintas intensidades (asociadas a un periodo de retorno cada una). Para llevar a cabo tal objetivo se utiliza la expresión planteada por *Cornell (2002)* la que se resuelve utilizando un método numérico para cada nivel de *DRME* considerado. Se obtienen así las curvas de confiabilidad estructural asociadas a distintos niveles de *DRME*, para los modelos analizados.

De forma general la curva de demanda de peligro estructural puede obtenerse mediante la siguiente ecuación

$$v_D(d) = \int -\frac{\partial v(y)}{\partial y} (P(D \geq d|y)) dy \quad 5.1$$

Donde:

1. v_D representa la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de *DRME*
2. $v(y)$ representa la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de intensidad y , y esta dada por las curvas de peligro sísmico *CPS*.





3. $(P(D) \geq d|y)$ es la probabilidad condicional de que un nivel de **DRME** $= (D)$ exceda un valor igual a d dado que se ha presentado una intensidad igual a y . En este estudio la intensidad y se ha manejado y se manejará como la pseudo-aceleración normalizada respecto a la gravedad y se denota como $y=(S_a/g)$.

Distribución de probabilidad que se ajusta a las DRME

En general, las **DRME** presentan una asimetría en sus histogramas, con un máximo hacia la izquierda y se atenúan en la parte derecha del histograma como se muestra en las figuras 4.2, 4.5 y 4.8. La función de densidad de probabilidad que se ajusta a tal comportamiento es la lognormal **Shome y Cornell (1999)**.

La función de densidad de probabilidad lognormal de la **DRME** se define como

$$f_D(d) = \frac{1}{d\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln d}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left[\frac{1}{\sigma_{\ln d}} \ln\left(\frac{d}{\bar{D}}\right)\right]^2\right] \quad 5.2$$

Donde \bar{D} y $\sigma_{\ln d}$ son la mediana y desviación estándar de las **DRME** respectivamente.

La función de distribución acumulada se expresa con

$$F_D(d) = \int f_D(d) = P(\ln D \leq \ln d) \quad 5.3$$

Se define la variable estandarizada u , normal con media 0 y desviación estándar 1.

$$u = \frac{\ln d - \ln \bar{D}}{\sigma_{\ln D}} \quad 5.4$$

Si se despeja $\ln \bar{D}$ de la ecuación anterior y se sustituye en 5.3, se obtiene

$$\ln D = u \sigma_{\ln D} + \ln \bar{D} \quad 5.5$$

$$F_D(d) = P(u \sigma_{\ln D} + \ln \bar{D} \leq \ln d) = P\left(u \leq \frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad 5.6$$

de aquí se deduce que





$$P(D \leq d) = P\left(u \leq \frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) = F_u\left(\frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) = \Phi(u) \quad 5.7$$

donde $\Phi(\mathbf{u})$ es la función de distribución acumulada normal estándar con media cero y desviación estándar unitaria.

El complemento de la ecuación 5.7 representa la probabilidad de que la **DRME** demandada **D** exceda un valor igual a **d**. Si además la distorsión *d* esta asociada a una S_a/g dada, entonces la probabilidad que se refiere al segundo término de la ecuación 5.1 queda

$$P(D \leq d) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad 5.8$$

Con lo anterior y recordando que $y = S_a/g$, la ecuación 5.1 se describe como se indica en la siguiente expresión:

$$v_D(d) = \int -\frac{\partial v}{\partial (S_a/g)} \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right)\right] d(S_a/g) \quad 5.9$$

En el método exacto, la tasa media anual de excedencia de S_a/g se ajusta con una expresión del tipo:

$$v = ky^{-r} \left[1 - \left(\frac{y}{y_m}\right)^\epsilon\right] \quad 5.10$$

En donde $y = S_a/g$; **k**, **r**,**ε** son parámetros de ajuste de la curva de peligro sísmico y y_M es la máxima pseudo-aceleración asociada al mayor periodo de retorno considerado.

Derivando esta expresión con respecto a *y* resulta

$$\left(-\frac{\partial v}{\partial y}\right) = -ky^{-r} \epsilon \left(\frac{y}{y_m}\right)^{\epsilon-1} \left(\frac{1}{y_m}\right) + \left(1 - \frac{y}{y_m}\right)^\epsilon - kry^{-r-1} \quad 5.11$$

Las probabilidades de excedencia de una cierta distorsión *d* dada un S_a/g se ajustan con una expresión del tipo:

$$(P(D \geq d|y) = 1 - 0.1 \left(\frac{y}{a}\right)^b$$





Donde **a** y **b** son parámetros de ajuste a ser determinados en una regresión en la que se utilizan los valores de las medianas de las **DRME** por periodo de retorno.

Sustituyendo estas expresiones en 5.1 y teniendo en cuenta que $y = S_a/g$ se obtiene que

$$v_D(d) = \int - (S_a / g)^{-1-r} \left[-kr + k(-\varepsilon + r) \left(\frac{(S_a / g)}{(S_a / g)_{Máx}} \right)^\varepsilon \right] \left[1 - 0.1 \left(\frac{(S_a / g)}{a} \right)^b \right] d(S_a / g) \quad 5.13$$

En este estudio la integral anterior se resolverá por métodos numéricos que proporcionan un grado de exactitud aceptable, para llevar a cabo la solución numérica primero se llevaran a cabo las operaciones dentro de la integral y posteriormente se aplicara el método Simpson para integrar la ecuación resultante.

Otro enfoque para representar la confiabilidad es por medio de la probabilidad de excedencia en cierto tiempo (*t*). Esta se calcula como sigue:

$$P = 1 - \exp[-v_D(d).t] \quad 5.14$$

Donde P es la probabilidad de que se exceda una distorsión de entrepiso permisible d. En la expresión anterior está implícito que se trata de un proceso de Poisson.

A partir de la ecuación 5.13 se obtiene un punto de la curva de demanda estructural asociada a un desplazamiento d, obteniendo varios puntos asociados a varios d se obtiene la curva de demanda de peligro estructural.

Asimismo, con las probabilidades de no excedencia en cierto tiempo (ecuación 5.14), se puede elaborar una curva de probabilidades de excedencia de cierta distorsión de entrepiso.

5.2 Metodología para obtener las curvas de confiabilidad estructural

Para aplicar el método exacto es necesario contar con una curva de peligro sísmico congruente en los parámetros importantes para la respuesta sísmica con la estructura que se analiza (**To, μ, ξ**) y elaborada para el sitio donde se ubica tal estructura, además la **CPS** debe haberse originado a partir de movimientos sísmicos del tipo de los considerados para el análisis (en este caso movimientos de subducción).





1. Se ajusta a la **CPS** una expresión del tipo dado por la ec.5.10 para lo cual se emplea un análisis de regresión de los valores con que se cuenta de la **CPS** ya sea por que esta ya ha sido obtenida o porque se obtiene por medio de funciones de transferencia.
2. Se deriva la expresión de ajuste para la **CPS**.
3. Se eligen distintos niveles de **DRME** para los que se evaluara su confiabilidad (en este estudio se consideran niveles de **DRME** de 0.002, 0.004, 0.006, 0.012, 0.03 y 0.04).
4. Se calculan los valores de las medianas de las **DRME** asociadas a cada uno de los periodos de retorno considerados.
5. Con los valores de medianas y desviaciones calculadas para cada periodo de retorno y por tanto para distintos niveles de intensidad (la relación entre T_R y S_a esta dada por la **CPS** utilizada aquí) se calculan para los distintos valores de **DRME** considerados los correspondientes valores de u dados por la ec. 5.4.
 - Con los valores de u estandarizada se calculan los correspondientes valores de distribución acumulada utilizando la ec.5.7.
 - Con los valores de distribución acumulada obtenidos se calculan los correspondientes valores de probabilidad de excedencia dados por la ec.5.8. Todos los cálculos anteriores se hacen para cada valor de intensidad S_a/g correspondiente a cada periodo de retorno y por cada nivel de **DRME** considerados
6. Con los valores de probabilidad de excedencia de un cierto nivel de **DRME**= (d) dado que ha ocurrido una intensidad S_a/g se realiza una análisis de regresión para obtener funciones de ajuste utilizando la ec.5.12 y que son llamadas funciones de vulnerabilidad sísmica **FVS**.
7. Con las expresiones de ajuste obtenidas en los pasos 1 y 6 para la derivada de la tasa media anual de excedencia de S_a/g y la probabilidad de excedencia de una cierta **DRME** (d) se calcula para un rango de valores de S_a/g desde 0 hasta S_a/g máx (correspondiente a un $T_R= 1000$ años) los valores correspondientes al producto de la derivada de la **FPS** y las **fvs** asociadas a cada nivel de **DRME** considerado.
8. Finalmente se integran los productos resultantes para cada nivel de **DRME** considerado por medio de un método numérico, obteniéndose tantos valores como niveles de **DRME** (6) y se procede a dibujarlos para obtener la curva de confiabilidad estructural correspondiente a cada modelo en estudio.

En lo que sigue se aplicará este procedimiento para determinar las curvas de confiabilidad estructural para los casos de modelos estudiados (modelos con valores nominales, medios y con incertidumbres de propiedades mecánicas y de cargas vivas actuantes respectivamente).





5.3 Modelo con valores nominales de propiedades mecánicas de materiales y de cargas vivas actuantes M10

Se cuenta con una curva de peligro sísmico con propiedades de $T_0=1.65s$, $\mu=1$ y $\xi=5\%$, cuyos puntos fueron encontrados interpolando entre curvas de $T_0=1s$ y $T_0= 2s$ *Alamilla (2002)* esta curva se muestra en la figura 3.2. En el eje X se miden las pseudo-aceleraciones S_a (las que se dividen por la gravedad posteriormente) y en el eje Y la tasa media anual de excedencia ν de ese nivel de intensidad. Se ajustó una expresión del tipo dado por la ec. 5.10 para la *CPS* obteniendo los parámetros y ecuación de ajuste que se muestran en la tabla 5.1 y expresión 5.15, respectivamente.

Tabla 5.1 Parámetros de ajuste de la curva de peligro sísmico

$K =$	1.550
$r =$	0.453
$\varepsilon =$	0.042
$Y_m =$	1.340

Sustituyendo estos valores en la ecuación (5.10) resulta la siguiente función para la curva de peligro sísmico.

$$\nu = 0.012052 S_a / g^{-1.415} \left(1 - \left(\frac{S_a / g}{1.3073} \right) \right)^{0.519557} \quad 5.15$$

La función de peligro sísmico obtenida de esta ecuación se muestra en la figura 5.2.

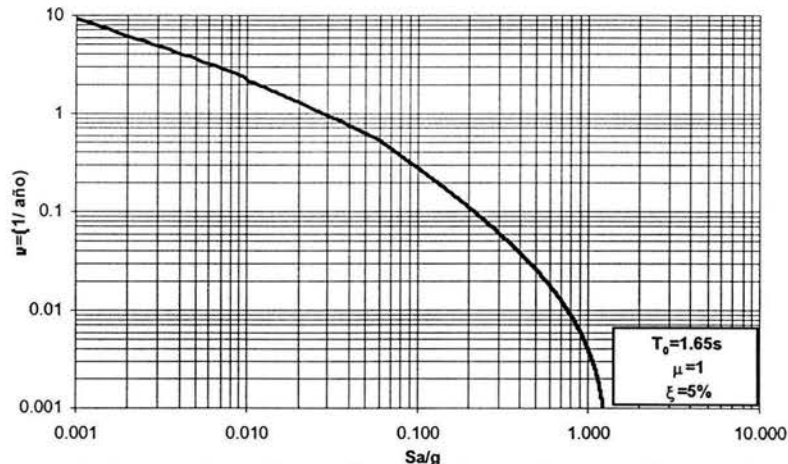


Figura 5.2 Curva de peligro sísmico ajustada para $T_0 = 1.65 s$





Los valores de medianas y desviaciones de *DRME* obtenidos en la sección 4.1 y mostrados en la tabla 4.2 fueron empleados para realizar los cálculos correspondientes al paso 5. Los resultados de seguir la metodología planteada en el paso 5 se muestran en las tablas 5.2 a, b y c. En ellas se muestran los valores de probabilidad de excedencia asociados a cada nivel de intensidad considerada y por cada nivel de *DRME*.

Tabla 5.2 a Probabilidades de excedencia de distorsión igual a 0.002 y 0.004

TR	Sa/g	Mediana [D [^]]	Desv. Stad [σ]	Dist. límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]	Dist. límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]
				0.002	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)	0.004	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)
10	0.216	0.005	0.221	-4.137	0.000	1.000	-1.006	0.157	0.843
50	0.507	0.008	0.252	-5.706	0.000	1.000	-2.957	0.002	0.998
100	0.666	0.010	0.318	-5.155	0.000	1.000	-2.978	0.001	0.999
200	0.903	0.014	0.357	-5.436	0.000	1.000	-3.497	0.000	1.000
250	1.105	0.017	0.391	-5.458	0.000	1.000	-3.685	0.000	1.000
500	1.223	0.018	0.407	-5.449	0.000	1.000	-3.746	0.000	1.000
1000	1.340	0.020	0.409	-5.653	0.000	1.000	-3.958	0.000	1.000

Tabla 5.2 b Probabilidades de excedencia de distorsión igual a 0.006 y 0.012

TR	Sa/g	Mediana [D [^]]	Desv. Stad [σ]	Dist. límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]	Dis límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]
				0.006	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)	0.012	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)
10	0.216	0.005	0.221	0.825	0.795	0.205	3.956	1.000	0.000
50	0.507	0.008	0.252	-1.349	0.089	0.911	1.400	0.919	0.081
100	0.666	0.010	0.318	-1.704	0.044	0.956	0.474	0.682	0.318
200	0.903	0.014	0.357	-2.362	0.009	0.991	-0.423	0.336	0.664
250	1.105	0.017	0.391	-2.648	0.004	0.996	-0.875	0.191	0.809
500	1.223	0.018	0.407	-2.750	0.003	0.997	-1.048	0.147	0.853
1000	1.340	0.020	0.409	-2.967	0.002	0.998	-1.272	0.102	0.898

Tabla 5.2 c Probabilidades de excedencia de distorsión igual a 0.03 y 0.04

TR	Sa/g	Mediana [D [^]]	Desv. Stad [σ]	Dist. límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]	Dist. límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]
				0.03	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)	0.04	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)
10	0.216	0.005	0.221	8.094	1.000	0.000	9.393	1.000	0.000
50	0.507	0.008	0.252	5.035	1.000	0.000	6.176	1.000	0.000
100	0.666	0.010	0.318	3.352	1.000	0.000	4.256	1.000	0.000
200	0.903	0.014	0.357	2.140	0.984	0.016	2.945	0.998	0.002
250	1.105	0.017	0.391	1.469	0.929	0.071	2.205	0.986	0.014
500	1.223	0.018	0.407	1.203	0.886	0.114	1.910	0.972	0.028
1000	1.340	0.020	0.409	0.968	0.833	0.167	1.671	0.953	0.047





Los valores de probabilidad de excedencia obtenidos para cada nivel de *DRME* se ajustan con la expresión (5.12) obteniéndose así una función que da la probabilidad de excedencia de una cierta *DRME* =*d* dado que se presenta una pseudo-aceleración S_a/g . Los parámetros de ajuste para cada distorsión se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Valores de parámetros de ajuste para curvas de probabilidad de vulnerabilidad.

		Nivel de DRME=d considerado					
Parámetros	0.0020	0.0040	0.0060	0.0120	0.0300	0.0400	
a =	0.1000	0.2375	0.5046	1.2389	2.1883	2.4161	
b =	2.0302	2.2506	2.6982	2.9416	5.1294	6.5287	

Sustituyendo estos valores en la ecuación 5.12 se obtienen las *fvs* para cada nivel de *DRME* considerado que se muestran en la figura 5.3.

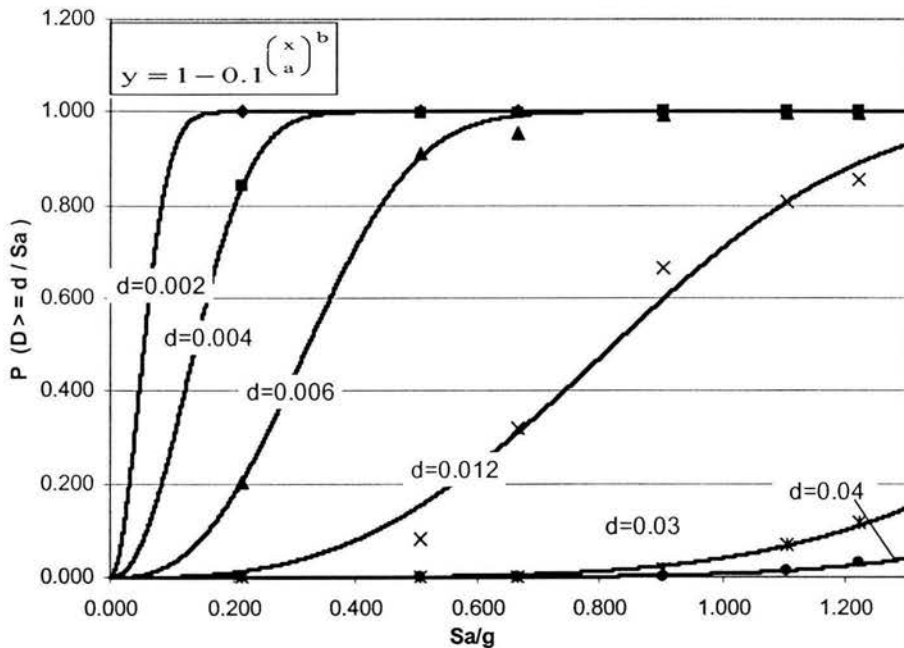


Figura 5.3 Curvas de vulnerabilidad sísmica para el modelo M10.

Se observa claramente como la probabilidad de excedencia de un nivel de *DRME* aumenta al aumentar S_a/g y para un mismo valor de S_a/g es mayor en un nivel de distorsión de 0.002 que en 0.004, hecho que se cumple para los demás niveles de desempeño y que puede escribirse como que la probabilidad de que se exceda un nivel de distorsión de 0.002 dado que se a presentado un nivel de intensidad S_a/g es mayor que la de que se exceda un nivel de distorsión de 0.004 dado que se presento el mismo nivel de intensidad.





Derivando la ecuación (5.10) y sustituyendo los parámetros de ajuste dados en la tabla 5.1, multiplicando tal derivada por la función que define la probabilidad de excedencia para cada nivel de *DRME* e integrando en un intervalo de valores de *Sa/g* desde 0 hasta $Y= 1.34$ obtenemos los puntos de la curva de confiabilidad estructural para cada nivel de *DRME* considerado como se muestra en la tabla 5.4. La curva resultante de unir los puntos obtenidos se muestra en la figura 5.4.

Tabla 5.4 Áreas bajo la curva $(-dv/dy) * P(D>d/Sa/g)$ obtenidas por medio del método de Simpson

$(-dv/dy) * P(D>d/Sa)$	
Area bajo la curva	
MN	
distor límite	Valor de la integral
0.002	0.694237
0.004	0.259670
0.006	0.079338
0.012	0.015060
0.03	0.000547
0.04	0.000103

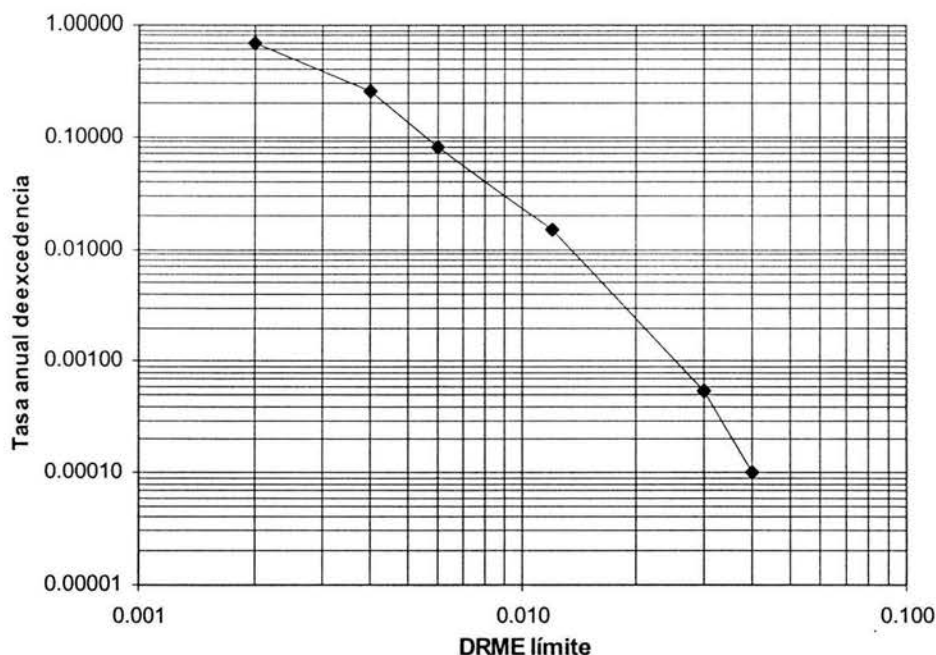


Figura 5.4 Curva de confiabilidad estructural para el modelo M10





De la curva de confiabilidad se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de *DRME*, por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.2596 y de 0.03 0.000547.

5.4 Modelo con valores medios de propiedades mecánicas de materiales y de cargas vivas actuantes M9

La *CPS* es la misma que para el modelo M10 y por tanto también la función de ajuste y su derivada, por lo que a continuación se muestran las tablas 5.5a, b y c de probabilidad de excedencia de un cierto nivel de *DRME* dado que ha se ha presentado una intensidad S_a/g .

Tabla 5.5 a Probabilidades de excedencia de DRME igual a 0.002 y 0.004

TR	Sa/g	Mediana [D^]	Desv. Stad [σ]	Dist. límite (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]	Dist. lim (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]
				0.002	Distribución normal estándar acumulada		0.004	Distribución normal estándar acumulada	
				u	P(D>=d/Sa)		u	P(D>=d/Sa)	
10	0.216	0.0045	0.0790	-10.2649	0.0000	1.0000	-1.4909	0.0680	0.9320
50	0.507	0.0091	0.2368	-6.3983	0.0000	1.0000	-3.4712	0.0003	0.9997
100	0.666	0.0110	0.2611	-6.5291	0.0000	1.0000	-3.8744	0.0001	0.9999
200	0.903	0.0129	0.2776	-6.7150	0.0000	1.0000	-4.2181	0.0000	1.0000
250	1.105	0.0156	0.3050	-6.7348	0.0000	1.0000	-4.4622	0.0000	1.0000
500	1.223	0.0168	0.3335	-6.3815	0.0000	1.0000	-4.3031	0.0000	1.0000
1000	1.340	0.0187	0.3598	-6.2128	0.0000	1.0000	-4.2864	0.0000	1.0000

Tabla 5.5 b Probabilidades de excedencia de DRME igual a 0.006 y 0.012

TR	Sa/g	Mediana [D^]	Desv. Stad [σ]	Dist. lim (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]	Dis lim (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]
				0.006	Distribución normal estándar acumulada		0.012	Distribución normal estándar acumulada	
				u	P(D>=d/Sa)		u	P(D>=d/Sa)	
10	0.216	0.0045	0.0790	3.6415	0.9999	0.0001	12.4156	1.0000	0.0000
50	0.507	0.0091	0.2368	-1.7589	0.0393	0.9607	1.1682	0.8786	0.1214
100	0.666	0.0110	0.2611	-2.3215	0.0101	0.9899	0.3332	0.6305	0.3695
200	0.903	0.0129	0.2776	-2.7574	0.0029	0.9971	-0.2605	0.3972	0.6028
250	1.105	0.0156	0.3050	-3.1328	0.0009	0.9991	-0.8602	0.1948	0.8052
500	1.223	0.0168	0.3335	-3.0873	0.0010	0.9990	-1.0089	0.1565	0.8435
1000	1.340	0.0187	0.3598	-3.1594	0.0008	0.9992	-1.2330	0.1088	0.8912

Tabla 5.5 c Probabilidades de excedencia de DRME igual a 0.03 y 0.04

TR	Sa/g	Mediana [D^]	Desv. Stad [σ]	Dist. lim (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]	Dist. lim (d)	Φ[u]	1 - Φ[u]
				0.03	Distribución normal estándar acumulada		0.04	Distribución normal estándar acumulada	
				u	P(D>=d/Sa)		u	P(D>=d/Sa)	
10	0.216	0.0045	0.0790	24.0142	1.0000	0.0000	27.6557	1.0000	0.0000
50	0.507	0.0091	0.2368	5.0377	1.0000	0.0000	6.2526	1.0000	0.0000
100	0.666	0.0110	0.2611	3.8426	0.9999	0.0001	4.9444	1.0000	0.0000
200	0.903	0.0129	0.2776	3.0402	0.9988	0.0012	4.0766	1.0000	0.0000
250	1.105	0.0156	0.3050	2.1440	0.9840	0.0160	3.0872	0.9990	0.0010
500	1.223	0.0168	0.3335	1.7386	0.9589	0.0411	2.6012	0.9954	0.0046
1000	1.340	0.0187	0.3598	1.3137	0.9055	0.0945	2.1133	0.9827	0.0173





Los valores de probabilidad de excedencia obtenidos para cada nivel de **DRME** se ajustan con la expresión (5.12) obteniéndose así una función que da la probabilidad de excedencia de una cierta **DRME** =*d* dado que se presenta una pseudo-aceleración S_a/g . Los parámetros de ajuste para cada distorsión se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 valores de parámetros de ajuste para curvas de probabilidad de vulnerabilidad

Parámetros	Nivel de DRME= <i>d</i> considerado					
	0.002	0.004	0.006	0.012	0.03	0.04
a =	0.100	0.220	0.480	1.200	1.871	1.880
b =	2.030	5.000	7.000	3.500	9.431	14.425

Sustituyendo estos valores en la ecuación 5.12 se obtienen las **FVS** para cada nivel de **DRME** considerado y se muestran en la figura 5.5.

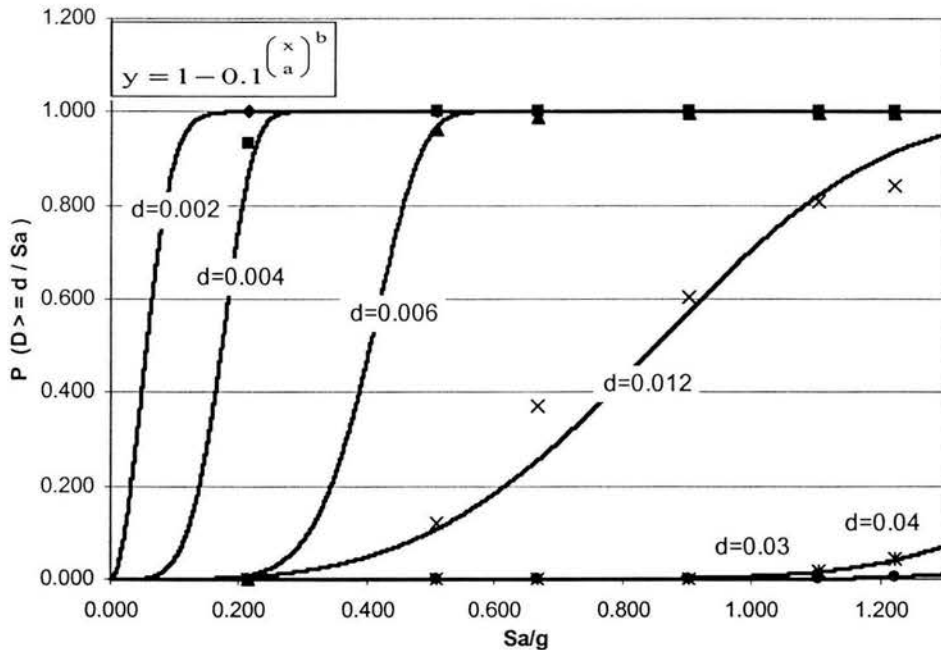


Figura 5.5 Curvas de vulnerabilidad para el modelo M9

Se observa claramente como la probabilidad de excedencia de un nivel de **DRME** aumenta al aumentar S_a/g y para un mismo valor de S_a/g es mayor en un nivel de distorsión de 0.002 que en 0.004, hecho que se cumple para los demás niveles de desempeño y que puede escribirse como que la probabilidad de que se exceda un nivel de distorsión de 0.002 dado que se a presentado un nivel de intensidad S_a/g es mayor que la de que se exceda un nivel de distorsión de 0.004 dado que se presento el mismo nivel de intensidad.





Derivando la ecuación (5.10) y sustituyendo los parámetros de ajuste dados en la tabla 5.6, multiplicando tal derivada por la función que define la probabilidad de excedencia para cada nivel de *DRME* e integrando en un intervalo de valores de *Sa/g* desde 0 hasta $Y=1.34$ obtenemos los puntos de la curva de confiabilidad estructural para cada nivel de *DRME* considerado como se muestra en la tabla 5.7. La curva resultante de unir los puntos obtenidos se muestra en la figura 5.6.

Tabla 5.7 Áreas bajo la curva $(-dv/dy) * P(D>d/Sa/g)dSa/g$ obtenidas por medio del método de Simpson

$(-dv/dy) * P(D>d/Sa)$	
Area bajo la curva	
MM	
distor límite	Valor de la integral
0.002	0.694290
0.004	0.153045
0.006	0.041053
0.012	0.011971
0.03	0.000131
0.04	0.000011

La curva de demanda de peligro estructural se muestra en la figura 5.6.

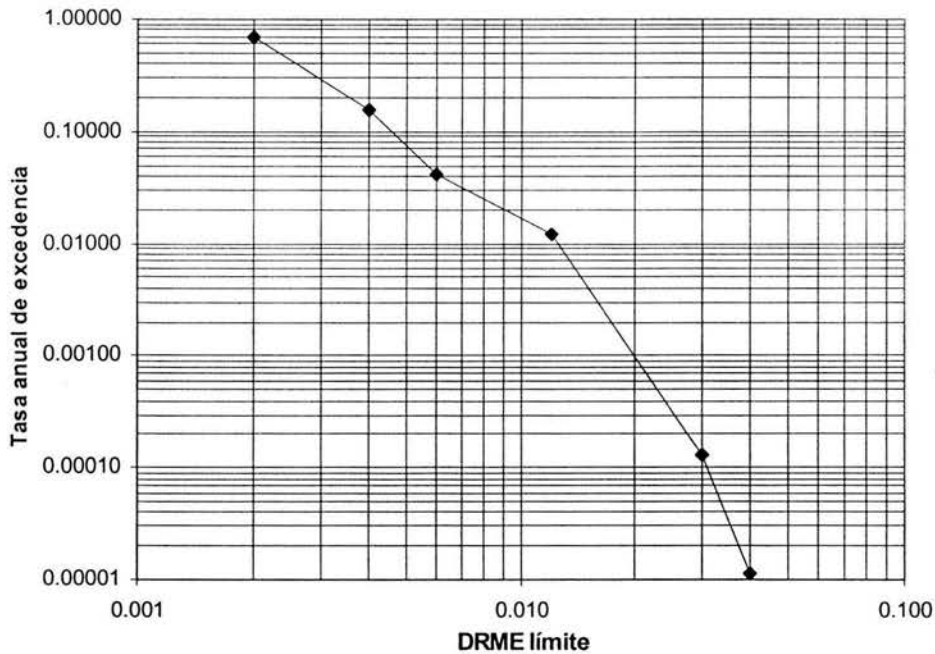


Figura 5.6. Curva de confiabilidad para el modelo M9





De la curva de confiabilidad se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de *DRME*, por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.1530 y de 0.03 es de 0.000131.

5.5 Modelos con valores inciertos de propiedades mecánicas de materiales y de cargas vivas actuantes (M1-M8).

La *cps* es la misma que para el modelo M9 y M10 y por tanto también la función de ajuste y su derivada, por lo que a continuación se muestran las tablas 5.8a, b y c de probabilidad de excedencia de un cierto nivel de *DRME* dado que ha se ha presentado una intensidad S_a/g .

Tabla 5.8 a Probabilidades de excedencia para DRME igual a 0.002 y 0.004

TR	Sa/g	Mediana [D^]	Desv. Stad [σ]	Dist. límite (d)		0.002		0.004	
				u	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)	u	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)
10	0.216	0.0044	0.1909	-4.1302	0.0000	1.0000	-0.4993	0.3088	0.6912
50	0.507	0.0087	0.2455	-5.9885	0.0000	1.0000	-3.1651	0.0008	0.9992
100	0.666	0.0104	0.2654	-6.2120	0.0000	1.0000	-3.6003	0.0002	0.9998
200	0.903	0.0123	0.3168	-5.7338	0.0000	1.0000	-3.5458	0.0002	0.9998
250	1.105	0.0159	0.3325	-6.2351	0.0000	1.0000	-4.1505	0.0000	1.0000
500	1.223	0.0173	0.3498	-6.1680	0.0000	1.0000	-4.1864	0.0000	1.0000
1000	1.340	0.0188	0.3605	-6.2156	0.0000	1.0000	-4.2928	0.0000	1.0000

Tabla 5.8 b Probabilidades de excedencia para DRME igual a 0.006 y 0.012

TR	Sa/g	Mediana [D^]	Desv. Stad [σ]	Dist. lím (d)		0.006		0.012	
				u	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)	u	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)
10	0.216	0.0044	0.1909	1.6247	0.9479	0.0521	5.2556	1.0000	0.0000
50	0.507	0.0087	0.2455	-1.5135	0.0651	0.9349	1.3099	0.9049	0.0951
100	0.666	0.0104	0.2654	-2.0725	0.0191	0.9809	0.5392	0.7051	0.2949
200	0.903	0.0123	0.3168	-2.2659	0.0117	0.9883	-0.0779	0.4689	0.5311
250	1.105	0.0159	0.3325	-2.9310	0.0017	0.9983	-0.8464	0.1987	0.8013
500	1.223	0.0173	0.3498	-3.0273	0.0012	0.9988	-1.0457	0.1478	0.8522
1000	1.340	0.0188	0.3605	-3.1681	0.0008	0.9992	-1.2454	0.1065	0.8935

Tabla 5.8 c Probabilidades de excedencia para DRME igual a 0.03 y 0.04

TR	Sa/g	Mediana [D^]	Desv. Stad [σ]	Dist. lím (d)		0.03		0.04	
				u	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)	u	Distribución normal estándar acumulada	P(D>=d/Sa)
10	0.216	0.0044	0.1909	10.0555	1.0000	0.0000	11.5625	1.0000	0.0000
50	0.507	0.0087	0.2455	5.0423	1.0000	0.0000	6.2141	1.0000	0.0000
100	0.666	0.0104	0.2654	3.9917	1.0000	0.0000	5.0756	1.0000	0.0000
200	0.903	0.0123	0.3168	2.8144	0.9976	0.0024	3.7225	0.9999	0.0001
250	1.105	0.0159	0.3325	1.9094	0.9719	0.0281	2.7746	0.9972	0.0028
500	1.223	0.0173	0.3498	1.5737	0.9422	0.0578	2.3961	0.9917	0.0083
1000	1.340	0.0188	0.3605	1.2964	0.9026	0.0974	2.0944	0.9819	0.0181





Los valores de probabilidad de excedencia obtenidos para cada nivel de *DRME* se ajustan con la expresión (5.12) obteniéndose así una función que da la probabilidad de excedencia de una cierta *DRME* =*d* dado que se presenta una pseudo-aceleración S_a/g . Los parámetros de ajuste para cada distorsión se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.9 valores de parámetros de ajuste para curvas de probabilidad de vulnerabilidad

Párametros	Nivel de DRME=d considerado					
	0.002	0.004	0.006	0.012	0.03	0.04
a =	0.100	0.296	0.489	1.287	2.130	2.271
b =	2.027	2.125	4.591	3.025	6.686	9.162

Sustituyendo estos valores en la ecuación 5.12 se obtienen las *fvs* para cada nivel de *DRME* considerado y se muestran en la figura 5.7.

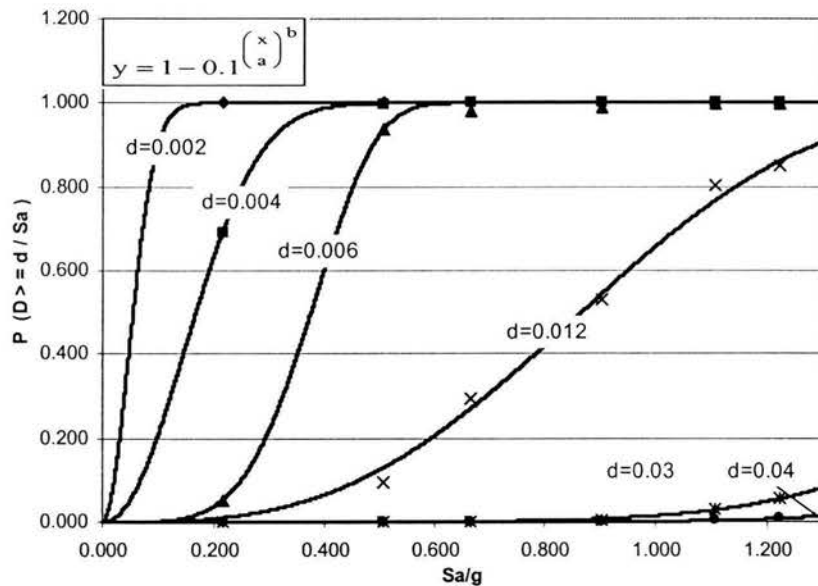


Figura 5.7 Funciones de vulnerabilidad sísmica para la respuesta promedio de los modelos M1-M8

Se observa claramente como la probabilidad de excedencia de un nivel de *DRME* aumenta al aumentar S_a/g y para un mismo valor de S_a/g es mayor en un nivel de distorsión de 0.002 que en 0.004, hecho que se cumple para los demás niveles de desempeño y que puede escribirse como que la probabilidad de que se exceda un nivel de distorsión de 0.002 dado que se a presentado un nivel de intensidad S_a/g es mayor que la de que se exceda un nivel de distorsión de 0.004 dado que se presento el mismo nivel de intensidad.





Derivando la ecuación (5.10) y sustituyendo los parámetros de ajuste dados en la tabla 5.6, multiplicando tal derivada por la función que define la probabilidad de excedencia para cada nivel de *DRME* e integrando en un intervalo de valores de Sa/g desde 0 hasta $Y=1.34$ obtenemos los puntos de la curva de confiabilidad estructural para cada nivel de *DRME* considerado como se muestra en la tabla 5.10. La curva resultante de unir los puntos obtenidos se muestra en la figura 5.8.

Tabla 5.10 Áreas bajo la curva $(-dv/dy) * P(D \geq d/Sa/g) dSa/g$ obtenidas por medio del método de Simpson

$(-dv/dy) * P(D \geq d/Sa/g)$	
Area bajo la curva	
Minct	
distor límite	Valor de la integral
0.002	0.695252
0.004	0.215563
0.006	0.050150
0.012	0.013148
0.03	0.000213
0.04	0.000021

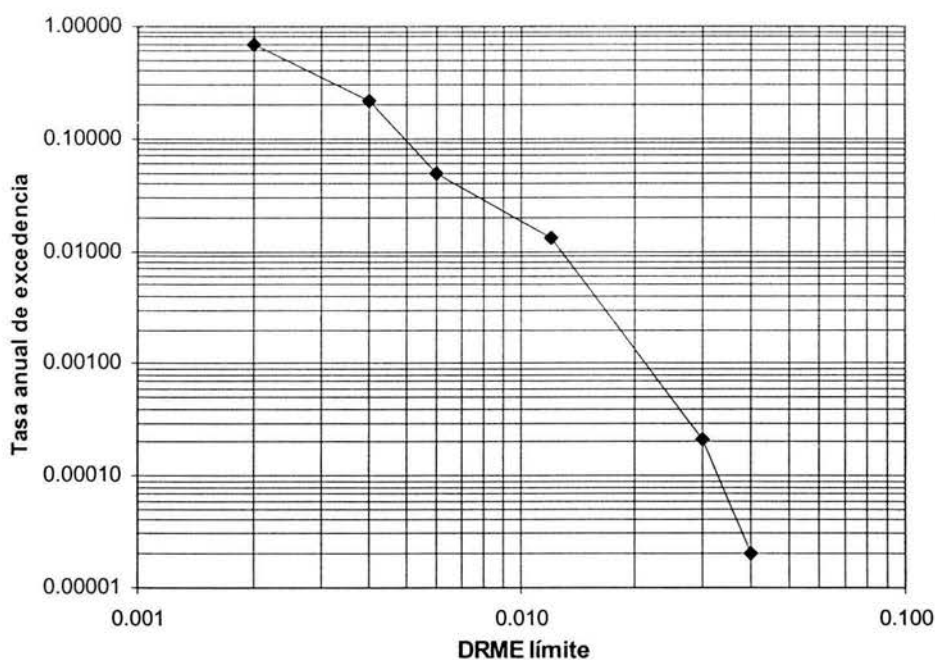


Figura 5.8 Curva de peligro confiabilidad estructural para los modelos (M1-M8)





De la curva de confiabilidad se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de *DRME*, por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.2155 y de 0.03 0.000213.

5.6 Comparación de los tres tipos de modelo usados para representar el edificio analizado

La confiabilidad estructural se obtuvo aquí empleando la expresión planteada por *Cornell (2002)* la cual se define según la expresión 5.1. En tal expresión se calcula la integral del producto de los términos derivada de la *FPS* y *FVS* (por nivel de *DRME* considerado) para cada valor de S_a/g desde 0 y hasta 1.34 (asociada a $T_R=1000$ años por la *FPS*). Este procedimiento se empleo para los tres tipos de modelos utilizados para analizar el edificio en consideración (modelo nominal M10, modelo medio M9 y modelo incierto M1-M8). En virtud de lo anterior y para poder sistematizar la comparación entre los resultados obtenidos para cada tipo de modelo se compararán en orden secuencial cada uno de los dos términos que aparecen en la expresión 5.1 y se harán los comentarios pertinentes.

5.6.1 Derivadas de la función de peligro sísmico (*FPS*).

Como se menciona con anterioridad la *FPS* para los tres modelos es la misma y por tanto lo es también su función derivada, la cual está dada por la expresión 5.11. La figura 5.10 presenta la derivada de la *FPS* desde valores de $S_a/g=$ hasta valores de 1.34.

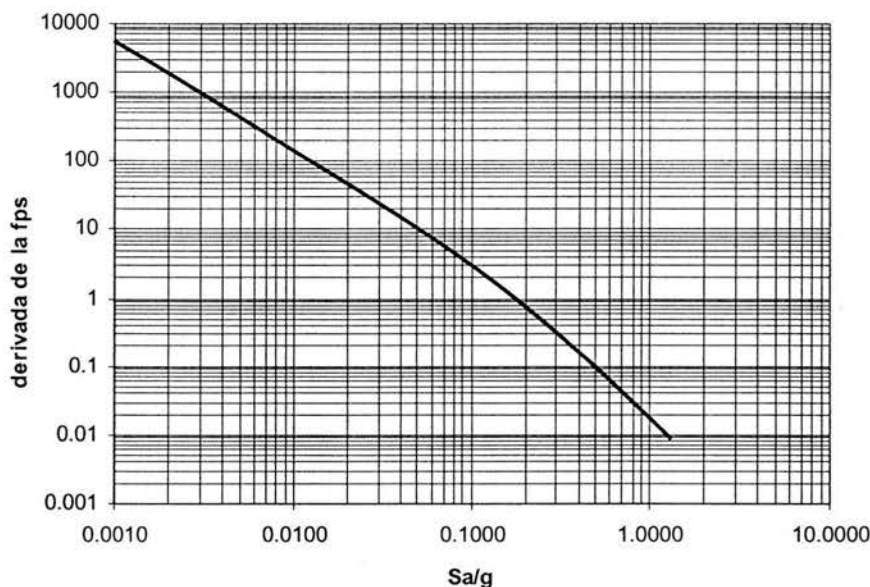


Figura 5.11 derivada de la FPS

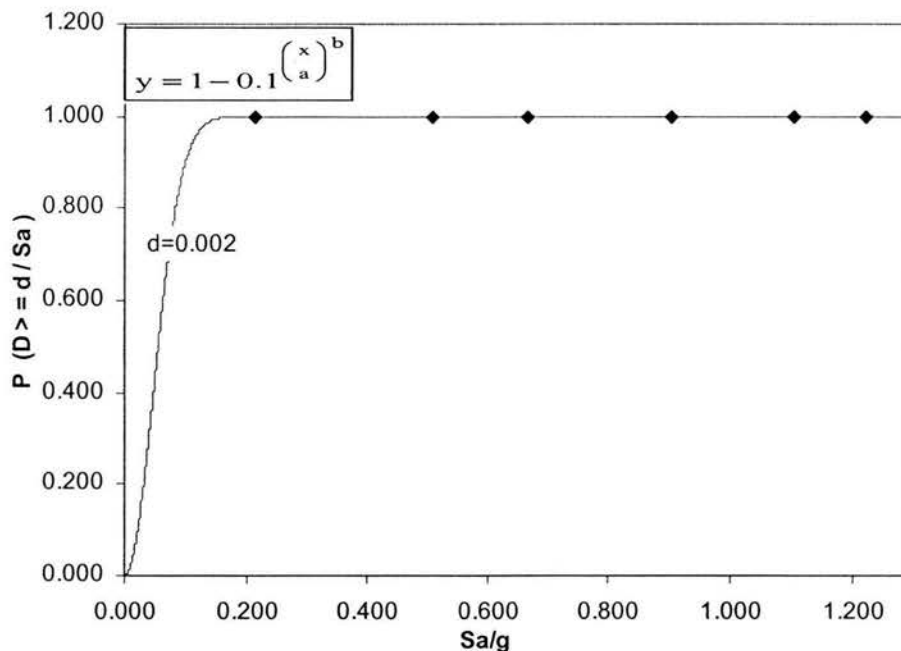


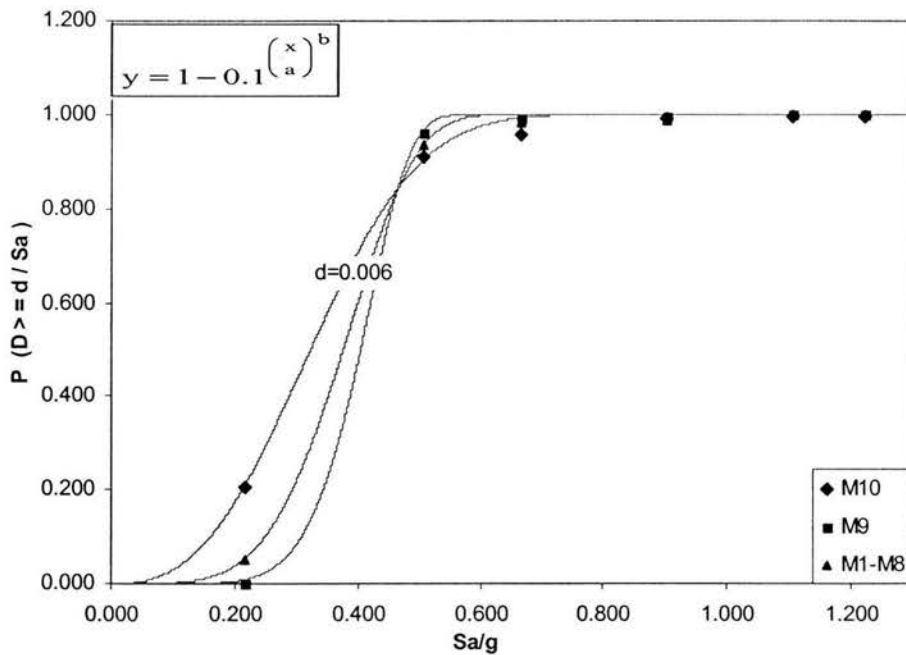
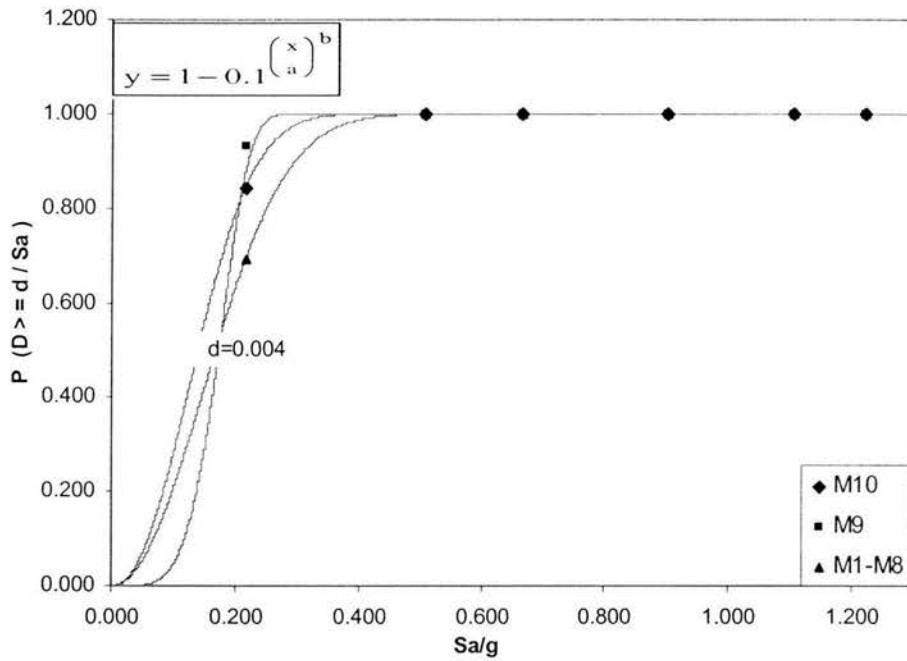


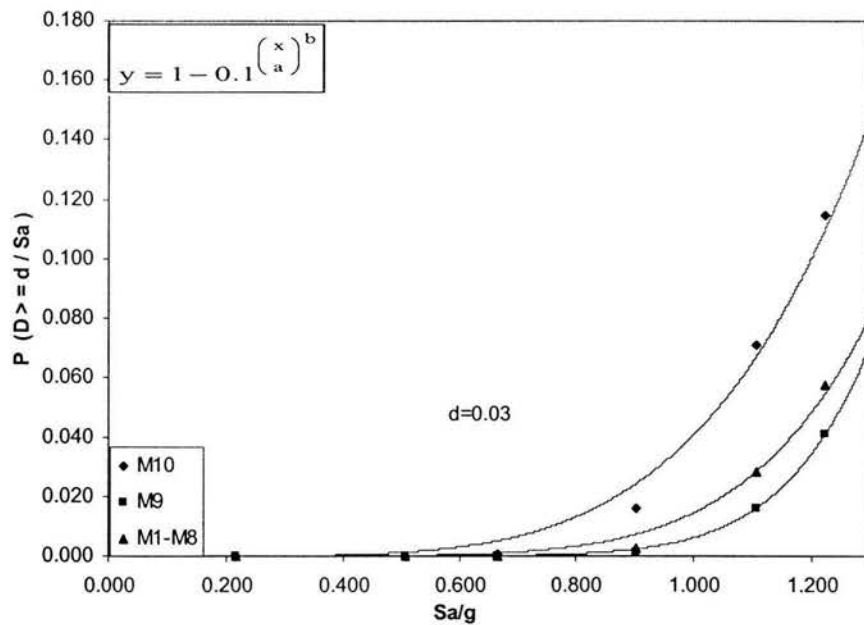
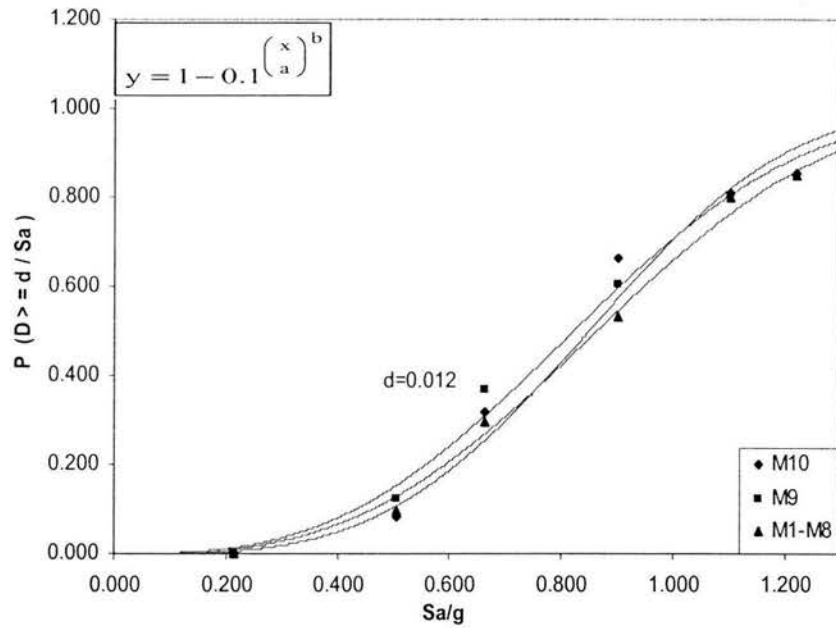
Es notorio como los valores de derivada mayores a uno ocurren para valores de S_a/g aproximadamente del orden de 0.18 aproximadamente correspondiente a un $T_R= 8$ años y decrece para los valores de S_a/g mayores los cuales están asociados a T_R mayores, este hecho se retomará posteriormente.

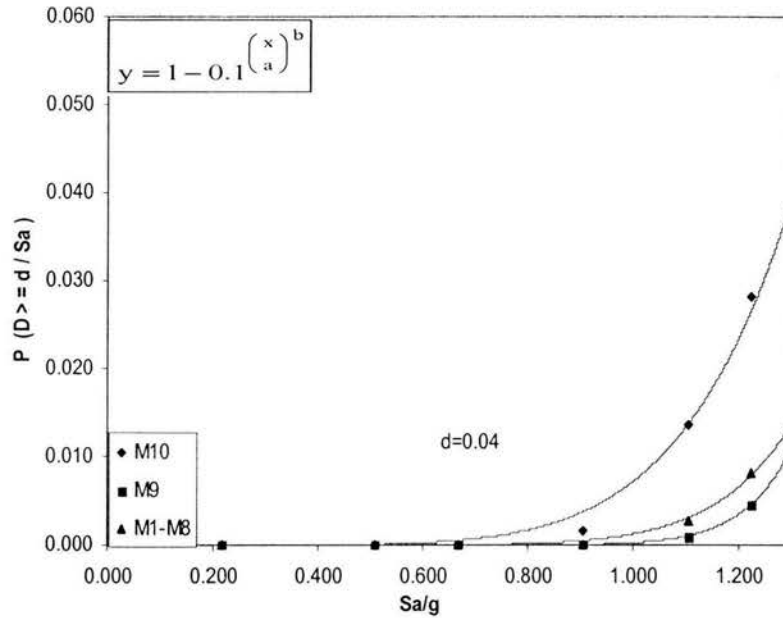
5.6.2 Funciones de vulnerabilidad sísmica (FVS)

Las probabilidades de excedencia de un determinado nivel de $DRME=d$ dado que se ha presentado un nivel de intensidad S_a/g (un valor de S_a/g por cada T_R considerado) se obtuvieron de aplicar la expresión 5.8 en la que intervienen como parámetros fundamentales la mediana y desviación estándar de los logaritmos de las $DRME$. Los valores de probabilidades de excedencia para valores de S_a/g asociados con cada uno de los T_R considerados para cada nivel de $DRME$ y por cada tipo de modelo considerado se ajustan por medio de la expresión 5.12 obteniéndose parámetros de ajuste a y b para cada caso, las funciones obtenidas al sustituir los valores de los parámetros a y b para cada caso describen curvas continuas que dan la probabilidad de excedencia de un nivel de $DRME$ dada una S_a/g que varía desde 0 hasta 1.34. Las figuras 5.12 presentan las FVS por nivel de $DRME$ para los tres tipos de modelo considerados en tales gráficas se muestran de manera discreta los valores obtenidos para las S_a/g asociadas a cada uno de los T_R considerados al aplicar la expresión 5.8 y de manera continua las probabilidades de excedencia obtenidas de la correspondiente función ajustada.









Figuras 5.12 Funciones de vulnerabilidad sísmica por nivel de DRME para los tres modelos considerados

En estas figuras se nota que la probabilidad de excedencia de $DRME=0.002$ es uno para valores de $S_a/g = 0.216$ correspondiente a un $T_R=10$ años, esto para los tres tipos de modelo considerados. Conforme aumenta el nivel de $DRME$ los valores de probabilidades de excedencia se hacen menores para un mismo nivel de S_a/g . En estas figuras también se nota como para valores de $DRME$ desde 0.002 hasta 0.04 las FVS en general son mayores para el M10 luego en el M1-M8 y finalmente en el M9.

5.6.3 Productos de la derivada de la FPS con las FVS para cada nivel de DRME y por cada modelo considerado

En la figura 5.13, se muestran los productos resultantes de multiplicar cada uno de los valores de derivada de la FPS con los correspondientes valores de las fvs por nivel de $DRME$ para el modelo M10, cada producto es para un mismo valor de S_a/g , en la figura 5.14 se muestra lo mismo para el modelo M9 y en la figura 5.15 para el modelo M1-M8.



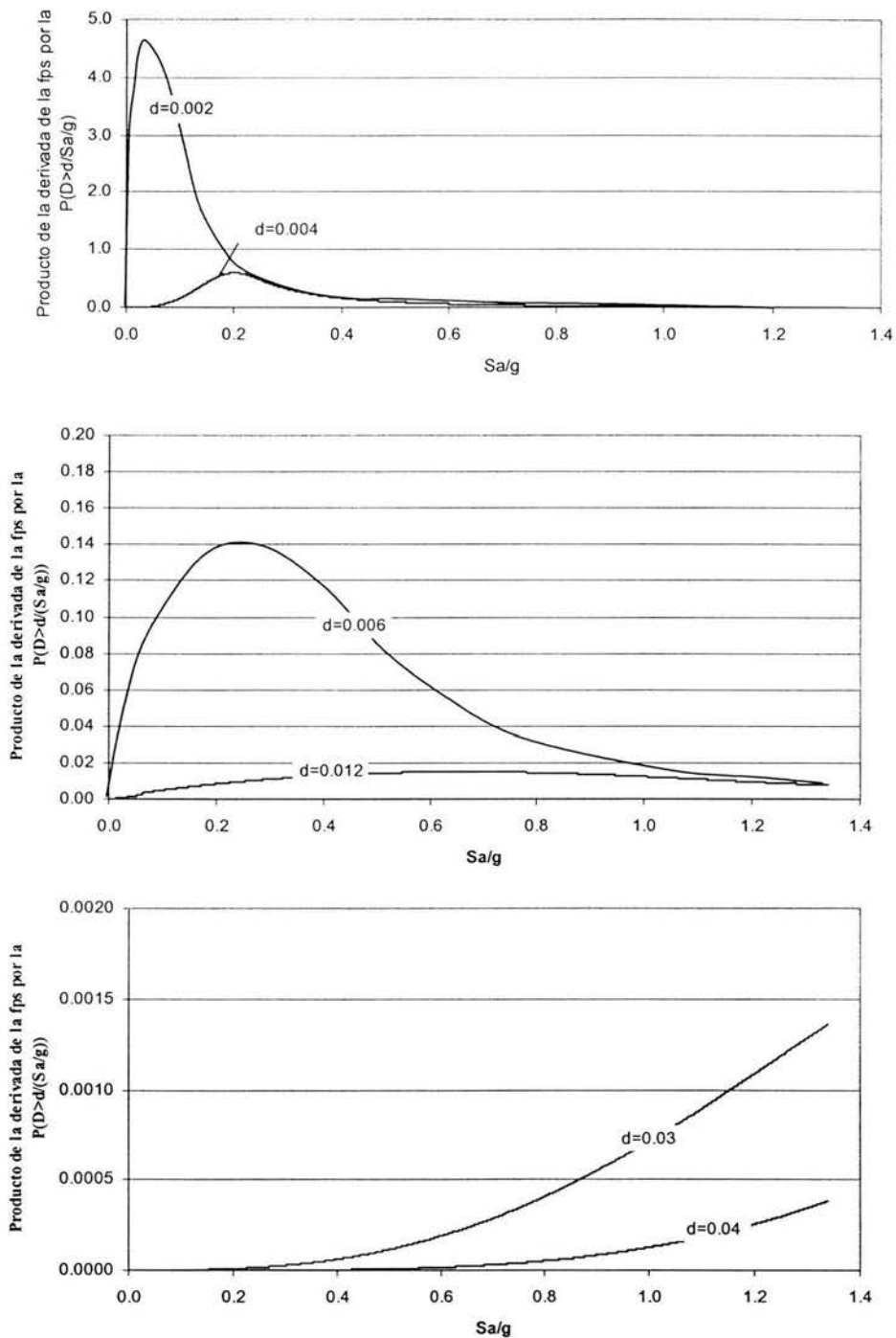


Figura 5.13 Producto de la derivada de la FPS con las FVS por nivel de DRME para el modelo M10



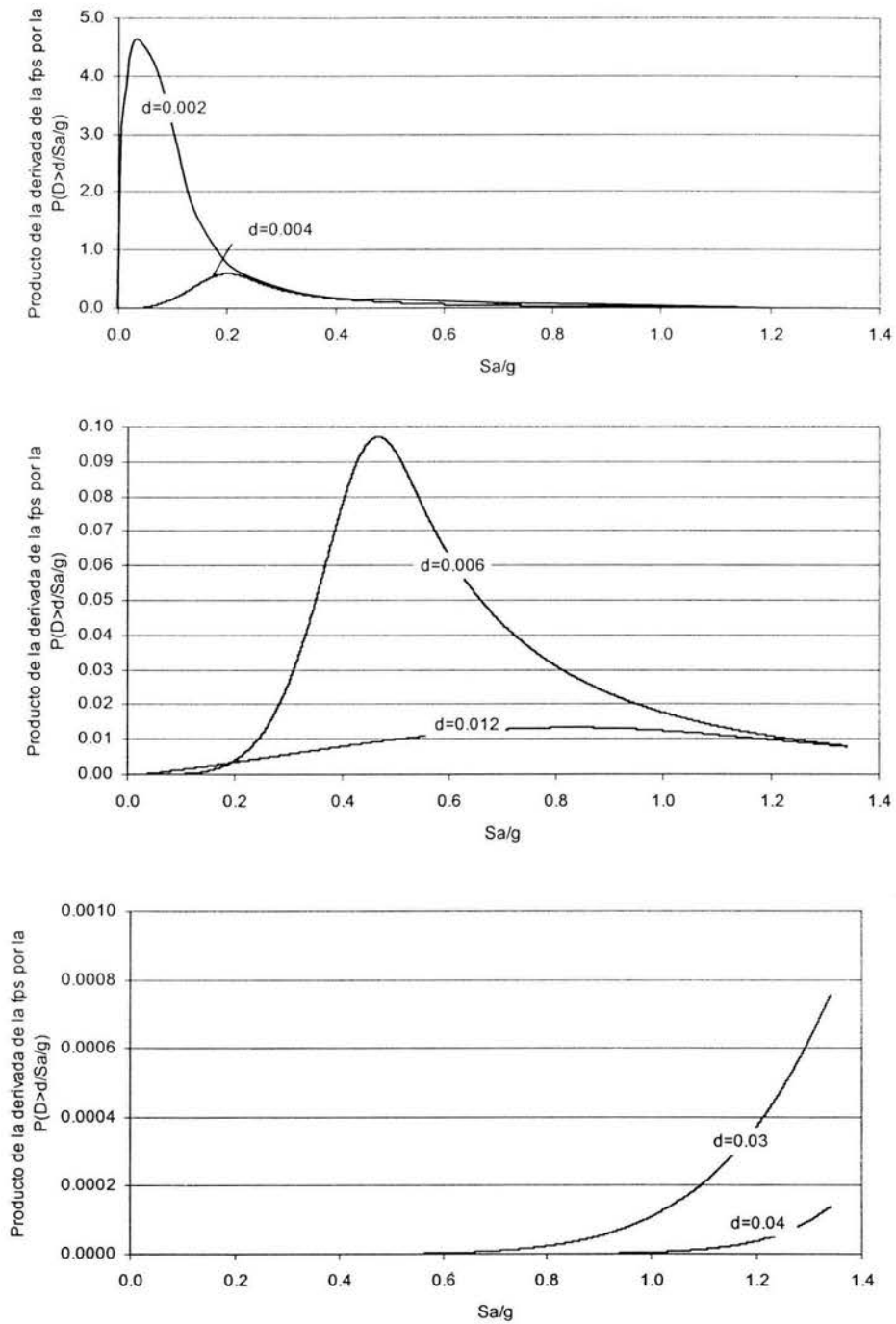


Figura 5.14. Producto de la derivada de la FPS con las FVS por nivel de DRME para el modelo M9



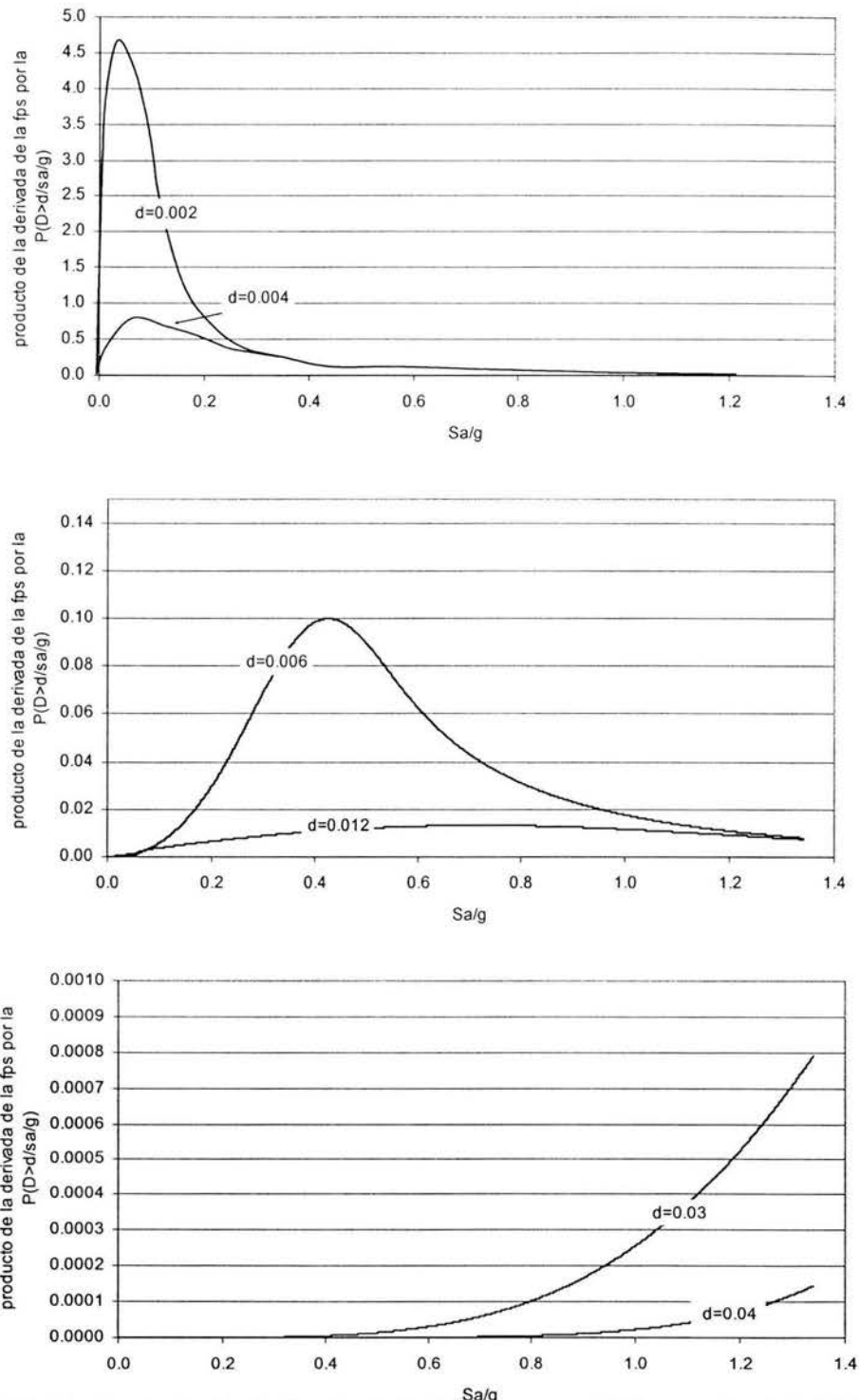


Figura 5.15. Producto de la derivada de la FPS con las FVS por nivel de DRME para los modelos (M1-M8)





En estas figuras se observa lo siguiente:

- El área bajo la curva de los productos de derivada de la f_p y f_v para cada nivel de **DRME** disminuye conforme aumenta el valor del nivel de **DRME**. Esto es debido a que la derivada en cada caso permanece constante y la f_v asociada a cada nivel de **DRME** da valores de probabilidad de excedencia menores conforme aumenta el nivel de **DRME**.
- La parte donde se concentra mayormente el área bajo las curvas depende de una combinación de valores de derivada y probabilidades de excedencia, por ejemplo para una $d=0.002$ el área se concentra mayormente en un intervalo de S_a/g de 0 a 0.21 debido a los altos valores de derivada asociados a ese rango de valores de S_a/g y a que la probabilidad de excedencia varía rápidamente de 0 a 1 en ese rango de valores de S_a/g , mientras que para $d=0.04$ el área se concentra mayormente para valores de S_a/g mayores a 0.8 (asociados a T_R grandes) debido a que cuando se multiplican los valores de derivada altos asociados a valores de S_a/g menores a 0.8 con los correspondientes valores de probabilidad de excedencia que son casi cero, el producto tiende a cero.
- Finalmente, se observa que en general las curvas para el modelo M10 contienen una mayor área que las de los modelos (M1-M8) y las de este más que las del modelo M9, por lo que es de esperarse que este comportamiento se conserve cuando se calculan las áreas bajo la curva para obtener los valores de confiabilidad asociados a cada nivel de **DRME** considerado.

Finalmente, en la figura 5.16 se muestran las curvas de confiabilidad asociadas a cada modelo considerado.



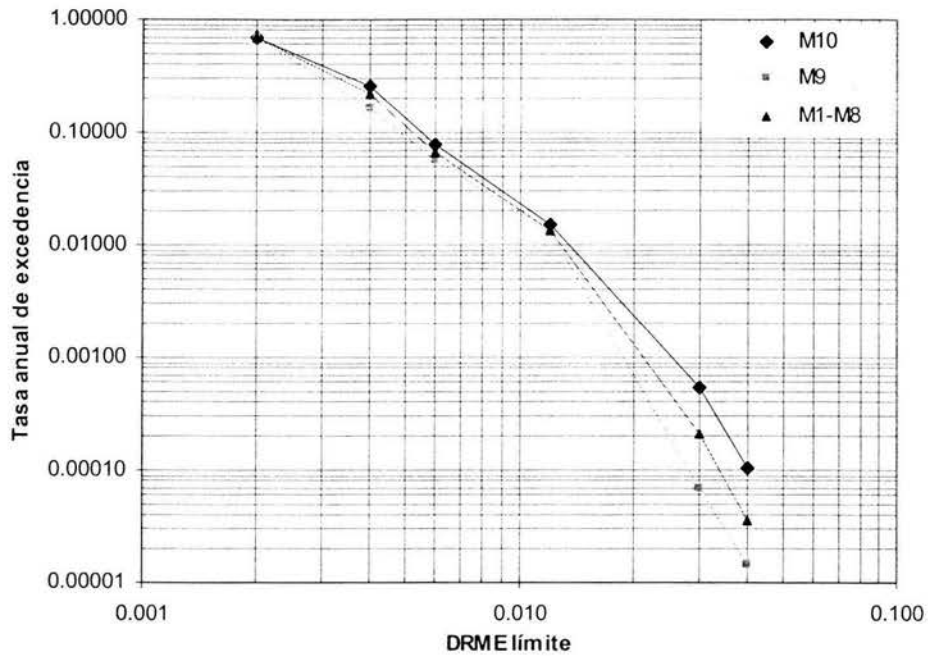


Figura 5.16 Curvas de confiabilidad estructural para el modelo M10, el modelo M9 y los modelos (M1-M8)

En esta figura se nota que la menor confiabilidad (*mayor valor de tasa anual de excedencia*) lo presenta el modelo **M10**, después los modelos (**M1-M8**) y finalmente el modelo **M9**, congruente con lo señalado con anterioridad para las figuras 5.13, 5.14 y 5.15.



Falta página

N° 94



Conclusiones y Recomendaciones

- 1) La confiabilidad estructural de los tres tipos de modelos estudiados (M10, M9 y M1-M8) depende de los valores que tomen los parámetros mediana y desviación estándar de los logaritmos de las distorsiones máximas de entrepiso **DRME** debido a que las **fvs** dependen de esos parámetros, así como de los valores de la **fps** pues la derivada de esta se emplea importantemente en el cálculo de la confiabilidad estructural.
- 2) En general el modelo con valores nominales de propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes es el que presenta mayor tasa de excedencia para los niveles de **DRME** considerados. Esto se debe a que en general este modelo presenta los mayores valores de mediana para los periodos de retorno considerados.
- 3) El modelo con valores medios de propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes es el que presenta menor tasa de excedencia para los niveles de **DRME** considerados. Esto se debe a que en general este modelo presenta los menores valores de mediana y desviación para los periodos de retorno considerados.
- 4) Los modelos con valores inciertos de propiedades mecánicas de los materiales y cargas vivas actuantes es el que presenta una tasa de excedencia intermedia entre los modelos anteriormente mencionados para los niveles de **DRME** considerados. Esto se debe a que este modelo presenta valores de mediana que varían entre los valores de esos parámetros correspondientes a los modelos nominal y medio, para los periodos de retorno considerados.
- 5) Los valores de tasa anual de excedencia para los tres casos de modelos considerados asociados al estado límite de servicio son altos (0.69) y para el estado límite de colapso bajos (0.000547, 0.000131 y 0.000213) para los modelos estudiados.
- 6) Se concluye que se puede evaluar la confiabilidad estructural de edificaciones existentes o por construir para distintos niveles de **DRME** como parámetro representativo de la respuesta sísmica estructural empleando la metodología empleada en este trabajo.

Recomendaciones

- 1) Se recomienda el empleo de programas que consideran modelos distintos para representar la degradación de rigidez y resistencia de los elementos estructurales al adoptado en este estudio, también se recomienda la obtención de otros parámetros para representar el daño en vez de la **DRME** para la obtención de la confiabilidad estructural de una manera más realista.





- 2) La revisión del efecto que sobre los valores de confiabilidad se tiene por la estimación errónea del periodo de la estructura.





Bibliografía.

Alamilla (2002), comunicación personal.

Bazan, E. y Meli, R. (1985), “Manual de Diseño Sísmico de Edificios”, Ed. Limusa México D.F.

Benjamín Jack R., Cornell C.Allin (2002), “Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil”.

Traducción de la 1ra edición en inglés Probability, Statistics and decision for Civil Enginners, 1970. Magraw-Hill, Inc.

Chan, S., (2003), “Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de Banda estrecha en la evaluación de confiabilidad de edificios. Tesis presentada para obtener el grado de Maestro en estructuras en la DEPMI. UNAM.

Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. (2002), The Probabilistic Basis for the 2000 SAC/FEMA Steel Moment Frame Guidelines, accepted for publication, *Journal of Structural Engineering*, ACSE; april 2002; 128 No 4.

De Buen O. (1997), “En busca de la seguridad”, Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. 1997, pp.135.

De León Escobedo D. (1983). “Análisis probabilístico de la respuesta de sistemas no lineales”. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, DEPMI. UNAM.

Departamento del Distrito Federal. (1993), Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación, agosto.

Departamento del Distrito Federal. (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Gaceta Oficial del D.F.

Departamento del Distrito Federal. (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Gaceta oficial del D.F.

Díaz, O., Esteva, L. Y García, F., (1997), “Funciones de daño acumulado por sismos en marcos de edificios (primera parte) “Informe de investigación elaborado para CONACYT, Ref. No 1114 PA, No. 6553, Instituto de Ingeniería UNAM, septiembre.





- Fishmán, S., G., (1996)**, “Monte Carlo, concepts, Algorithms y Applications”, Springer.
- Kannan A, y Powell G., (1973)** “General Purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures”, Report No. UCB/EERC 73-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley Ca.
- MacGregor, Mirza y Ellinwood., (1983)** “Statical analisis of resístance of reinforced and pretressed members”, ACI Journal, Title No. 80-16 pags. 167-176.
- Meli, R., (1976)** “Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, publicación del Instituto de Ingeniería. UNAM, No. 375, junio.
- Meli, R. y Mendoza, C., J., (1991)** “Reglas de verificación de calidad del concreto”, Revista de Ingeniería LXI, México.
- Méndez, O., (2001)** “Confiabilidad sísmica de estructuras considerando deferentes criterios de capacidad de deformación estructural. Tesis presentada para obtener el grado de maestro en estructuras en la DEPFI. UNAM.
- Mirza, S., A y McGregor, J., (1979^a)**, “Variations in dimensión of reinforced concrete members”, ASCE Journal of the Structural División, Vol. 105, No ST4., abril.
- Mirza, S., A y McGregor, J., (1979^b)** “Variability of mechanical propieties of reinforced bars”, ASCE Journal of the Structural División, Vol. 105, No ST5., mayo.
- Montiel, Ruíz y Chan S., (2002)** “Evaluación de la confiabilidad sísmica de construcciones usando un método simplificado”. VIII Jornadas chilenas de Sismología e Ingeniería antisísmica. Valparaíso 24-26 Abril 2002 Chile.
- Montiel M.A (1999)** “Refuerzo de un edificio de 27 niveles utilizando dispositivos disipadores de energía sísmica y elementos de contraviento”. Tesis presentada en la ENEP Acatlán., para obtener el título de Licenciado en Ingeniería Civil.
- Montiel M.A., (2003)** “Confiabilidad implícita en estructuras convencionales como base para establecer criterios de diseño en estructuras con disipadores de energía” Tesis en desarrollo para obtener el grado de doctor en estructuras. DEPFI, UNAM.
- Newmark N. M. y Rosenblueth E., (1971)** “Fundamental of Earthquake Engineering”. Prentice Hall, Englewood Clifss, N.J.





Palacios, J., (2002) “Cálculo y obtención de gráficas de funciones de vulnerabilidad sísmica en marcos estructurales planos de concreto reforzado” Trabajo de Tesis presentado en la Escuela Militar de Ingenieros, de la Universidad del Ejercito y Fuerza Aérea Mexicana, Secretaría de la Defensa Nacional, para obtener el título de Ingeniero constructor militar. México, D.F. 2003.

Park, R. y Paulay, T., (1984) “Reinforced Concrete Structures” New York, J. Wiley and Sons.

Paulay, T., y Priestley, M, J., (1992) “Seismic design of reinforced concrete an masonry buildings”. Editorial John Wiley.

Paz Mario. (1992), “Dinámica estructural teoría y cálculo” Editorial Reverte.

Prakash, V., Powell, G. y Campbell, S., (1993) “Drain 2DX, Base program description and user gide. Versión 1.10”, Earthquake Engineering research center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/SEMM-93/17, noviembre.

Powell, G. H., (1973) “Drain-2D user’s gide”, Earthquake Engineering research center, University of California, Berkeley.

Ruiz Casillas E., (1995) “Análisis y diseño de un edificio de 20 niveles con disipadores de energía sísmica y sin ellos,” Tesis para obtener el grado de Ing. Civil. Fac. de Ing. UNAM.

Shome, N y Cornell C.A., (1999) “Probabilistic Seismic Demand Análisis of Nonlinear Structures” Appendix A. Departament of civil engineering Standford University, Report No. RMS-35.

Tichy., (1983) “The science of structural actions”, Fourth Int. Conference of Statics and Probability in Soild and Structural Engineering. Vol. 1, pags. 295-321.

Torres, M.A., (2000) Criterio de Diseño para refuerzo de edificios con disipadores de energía histeréticos. “ Tesis de licenciatura presentada en la ENEP Acatlán., UNAM.

Villanueva, J., M. Y Meli R., (1984) “Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México” Instituto de Ingeniería. UNAM, Informe interno, septiembre.

Villa Velásquez, C.I., (2001) “Análisis de movimientos sísmicos registrados en el valle de México”. Trabajo de Tesis, presentado en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales UNAM Acatlán, para obtener el título de Ingeniero Civil.



AGRADECIMIENTOS

A DIOS POR DARMEME SIEMPRE LA OPORTUNIDAD DE ESTAR AQUÍ Y DE INTENTAR SER UN SER HUMANO MEJOR.

A MIS PADRES, HERMANOS Y TODA MI FAMILIA POR EL INMENSO APOYO RECIBIDO A LO LARGO DE MI VIDA, APOYO QUE ESPERO CORRESPONDER DANDO MI MEJOR ESFUERZO EN LAS METAS QUE ME PROPONGO DÍA A DÍA.

QUIERO AGRADECER A LA UNAM POR DARMEME LA OPORTUNIDAD DE OCUPAR UN LUGAR EN ELLA PARA ESTUDIAR Y CONVERTIRME EN UN PROFESIONISTA QUE SEA DE UTILIDAD A SU PAÍS.

AL INSTITUTO DE INGENIERÍA POR BRINDARME UN SITIO PARA DESARROLLAR MI TESIS, ASÍ COMO UNA BECA PARA MANTENERME.

A LA DRA. SONJA ELDA RUIZ GOMEZ POR SU CONFIANZA, CONSEJOS Y EL EJEMPLO DE UN SER HUMANO EXCEPCIONAL, LO CUAL INTENTARE CORRESPONDER ESFORZANDOME EN MIS POSTERIORES ESTUDIOS DE POSGRADO Y EN LA VIDA EN GENERAL.

A MIS COMPAÑEROS DEL CURSULO 213 Y DE MECÁNICA APLICADA EN GENERAL POR LA COMPAÑÍA, AYUDA Y AMISTAD BRINDADAS, LAS CUALES RECORDARE SIEMPRE Y QUE ESPERO BRINDAR A FUTUROS COMPAÑEROS DE IGUAL MANERA.

A TODOS MIS MAESTROS QUE DE UNA U OTRA FORMA HAN CONTRIBUIDO A DESPERTAR EL INTERES EN MÍ DE SER LO QUE SIEMPRE HE SOÑADO, A TODOS GRACIAS.